

# ZAKLÁDÁNÍ

Časopis ZAKLÁDÁNÍ STAVEB, a. s.

2/2009

Ročník XXI



- **MOST PŘES LOCHKOVSKÉ ÚDOLÍ**  
- PROBLEMATIKA ZALOŽENÍ STAVBY
- **MĚSTSKÝ OKRUH – STAVBA Č. 0080**  
**PRAŠNÝ MOST – ŠPEJCHAR**
- **TUNEL PRACKOVICE**  
– ZAJIŠTĚNÍ PRAŽSKÉHO PORTÁLU
- **PROTIPOVODŇOVÁ OCHRANA**  
HLAVNÍHO MĚSTA PRAHY,  
ETAPA 0006: ZBRASLAV – RADOTÍN





Časopis ZAKLÁDÁNÍ  
vydává:  
**Zakládání staveb, a. s.**  
K Jezu 1, P. O. Box 21  
143 01 Praha 4 - Modřany  
tel.: 244 004 111  
fax: 241 773 713  
E-mail: propagace@zakladani.cz  
http://www.zakladani.cz  
http://www.zakladani.com

**Redakční rada:**  
**vedoucí redakční rady:**  
Ing. Libor Štěrba  
**členové redakční rady:**  
Ing. Martin Čejka  
Ing. Jan Masopust, CSc.  
Ing. Jiří Mühl  
Ing. Michael Remeš

**Redakce:**  
Ing. Libor Štěrba  
**Jazyková korektura:**  
Mgr. Antonín Gottwald

**Foto na titulní straně:**  
Portál tunelu Prackovice,  
EUROVIA CS, a. s.  
**Překlady anotací:**  
Klára Koubská

**Design & Layout:**  
Jan Wagner, Jan Kadoun,  
Studio 66 & Partners, s. r. o.  
**Tisk:**  
Retip, s. r. o.

**Ročník XXI**  
**2/2009**  
Vyšlo 20. 8. 2009 v nákladu 1000 ks  
MK ČR 7986  
ISSN 1212 – 1711  
**Vychází čtyřikrát za rok**

Pro rok 2009 je cena časopisu 90 Kč.  
Roční předplatné 360 Kč vč. DPH,  
balného a poštovního.

**Objednávky předplatného:**  
**ALL PRODUCTION, s. r. o.**  
Areal VGP  
Budova D1 F V. Veselého 2635/15  
193 00 Praha 9 – Horní Počernice  
tel.: 234 092 811, fax: 234 092 813  
E-mail: obchod@allpro.cz  
http://allpro.cz/  
http://predplatne.cz/

Podávání novinových zásilek  
povolila PNS pod č.j. 6421/98

# OBSAH

## SERIÁL

- Stavební stroje kdysi, pokračování: část 2.**  
**Plovoucí stavební technika** 2  
Zdeněk Bauer

## TEORIE A PRAXE

- Numerické modelování jílového masivu, Část 1:**  
**Konstituční vztah a stanovení parametrů** 6  
Jan Boháč a David Mašin,  
Univerzita Karlova v Praze, Přírodovědecká fakulta

## DOPRAVNÍ STAVBY

- Most přes Lochkovské údolí**  
**– vliv tuhosti založení spodní stavby na návrh mostní konstrukce** 10  
Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a. s.
- Statika krabicových základů šikmých podpěr mostu přes Lochkovské údolí** 13  
Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.
- Městský okruh**  
**– stavba č. 0080 Prašný most–Špejchar**  
**– souběh významných dopravních staveb** 16  
Ing. Josef Kuňák, Metroprojekt, a. s.  
Ing. Dušan Voleský, Zakládání staveb, a. s.
- Tunel Prackovice – zajištění Pražského portálu** 22  
Ing. Kamil Novosad, TUBES, spol. s. r. o.,  
s přispěním Josefa Černého, Zakládání staveb, a. s.

## VODOHOSPODÁŘSKÉ STAVBY

- Protipovodňová ochrana hlavního města Prahy,**  
**etapa 0006 Zbraslav – Radotín** 28  
Ing. Jiří Štěpánek s přispěním ing. Kateřiny Bořkové,  
PÖRY Environment, a. s.



Tak vypadala část staveniště úpravy Labe Jiřice – Kozly firmou Kruliš v září 1924: elevátor (na snímku vpravo) je připraven vykládat materiál od dvou bagrů z člunů do vozíků polní dráhy.

## STAVEBNÍ STROJE KDYSI, ČÁST 2.

### PLOVOUCÍ STAVEBNÍ TECHNIKA

Nejstaršími stavebními stroji kromě čerpadel byly u nás **parní bagry**. V letech 1854 až 1870 vyrobila pražská Rustonova loděnice, respektive její následovnice Pražská akciová strojírna (PAS), čtyři boční bagry pro udržovací práce vltavsko-labské vodní cesty, prováděné Vojtěchem Lannou. V té době sice ještě nesloužily ke stavebním účelům, později a zvláště po rekonstrukci lodních trupů však byly firmou A. Lanna občas používány také na stavbách. Boční bagry byly vybaveny jednovalcovým parním strojem, který poháněl přes převody a příčný hřídel jeden ze dvou korečkových dopravníků na bocích lodí. Zvolený pás se spustil předním koncem na dno řeky a při pohybu korečků nabíral materiál, který vynášel vzhůru a vysypával do přistaveného člunu. Bagr byl kotven na lanech a pohyboval se dopředu a do stran jejich pomalým navíjením na vratidla. Pohyb ovládal strojník prostřednictvím třecích spojek. Jiný pohon bagry neměly a musely být po vodě přetahovány lidskou či koňskou silou nebo parníky. Poslední čelní bagr postavila loděnice Walter v Křešicích v roce 1901 a ten fungoval ještě ve 40. letech 20. století. Dobový pohled na takový stroj poskytuje článek z Bohemie z 6. června 1857, nazvaný „Parní bagr u Lovosic“: „Jedete-li v železničním vagónu na úseku z Bohušovic do Lovosic, pohlédněte asi za třetí

nebo čtvrtým strážním domkem ostře k Labi. Nedaleko od levého břehu, u vesnice Prosmky, spatříte vyčnívat nad řeku železný komín, jemuž po stranách vlají vlajky, jedna černožlutá a druhá bíločervená. Tam pracuje parní bagr, první na českých řekách. Stroj o deseti koňských silách udržuje na boku bagrové lodě v trvalém otáčení tzv. korečkový řetěz. Devatenáct železných korečků s ostrými okraji, každý druhý nebo třetí opatřený mocnými zuby, aby se mohl co nejhlouběji zarýt do dna, tvoří, jako příčky na žebříku, paternostrový řetěz. Na dolním konci se zarývá jeden

koreček za druhým hluboko do říčního dna, a stoupá, naplněn kameny, bahnem, pískem, krátce vším, co je na dně řeky, k hornímu konci, aby tam vysypal svůj obsah do cíly, ležící vedle bagru. Pak se znovu ponořuje pod vodu, aby ze dna vyrval nový náklad. Každý koreček může vybrat naráz ze dna půldruhého až půltřetího centýře, podle tíže materiálu dna. Plnění a vyprazdňování, vynořování a zanořování korečků se děje takovou rychlostí, že, dříve než uplyne osm minut, naplní se písková cíla u bagru, a naložena asi půldruhým sáhem kamení a písku odjíždí. Uprázdňené místo



Parní bagr Breitfeld – Daněk podnikatelství Zd. Kruliš bagroval před první světovou válkou u Živanic na Labi přibližně 30 metrů krychlových za hodinu



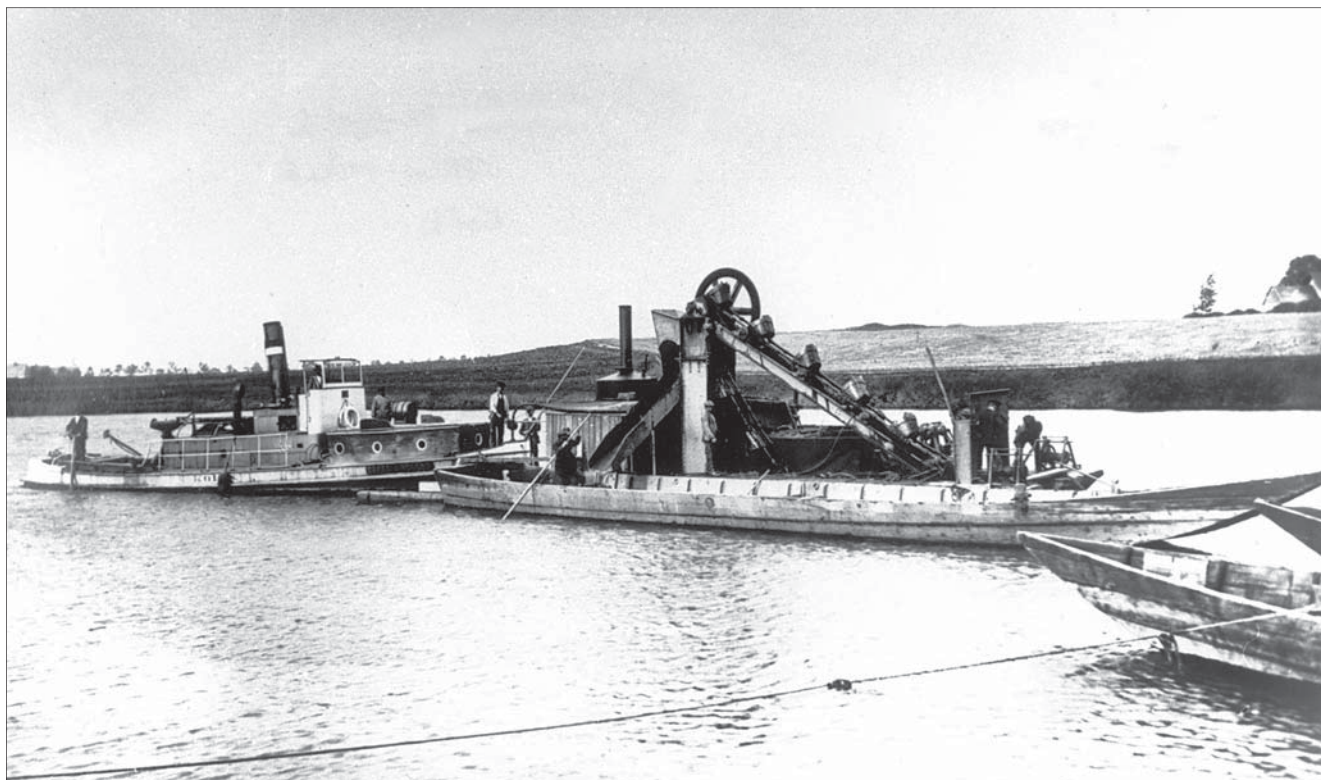
Boční bagr č. 10 firmy Lanna, kotvící ve 20. letech 20. století v ochranném přístavu v Rozběsích

u bagru v téže okamžiku již zaujímá cíla další a korečkový řetěz se dává znovu do pohybu, aby během dalších sedmi až osmi minut naplnil i tuto. Plná loď pluje rovnou k místu, vzdálenému asi sto sáhů, kde stovky rukou horlivě pracují na stavbě hráze uprostřed vody. Tam se štěrk vyloží, aby posloužil jako stavební materiál hráze a cíla se vzápětí vrací k bagru, aby nabrala nový náklad...“ (1 český sáh představoval přibližně 1,8 metru a 1 český centýř 51,5 kg).

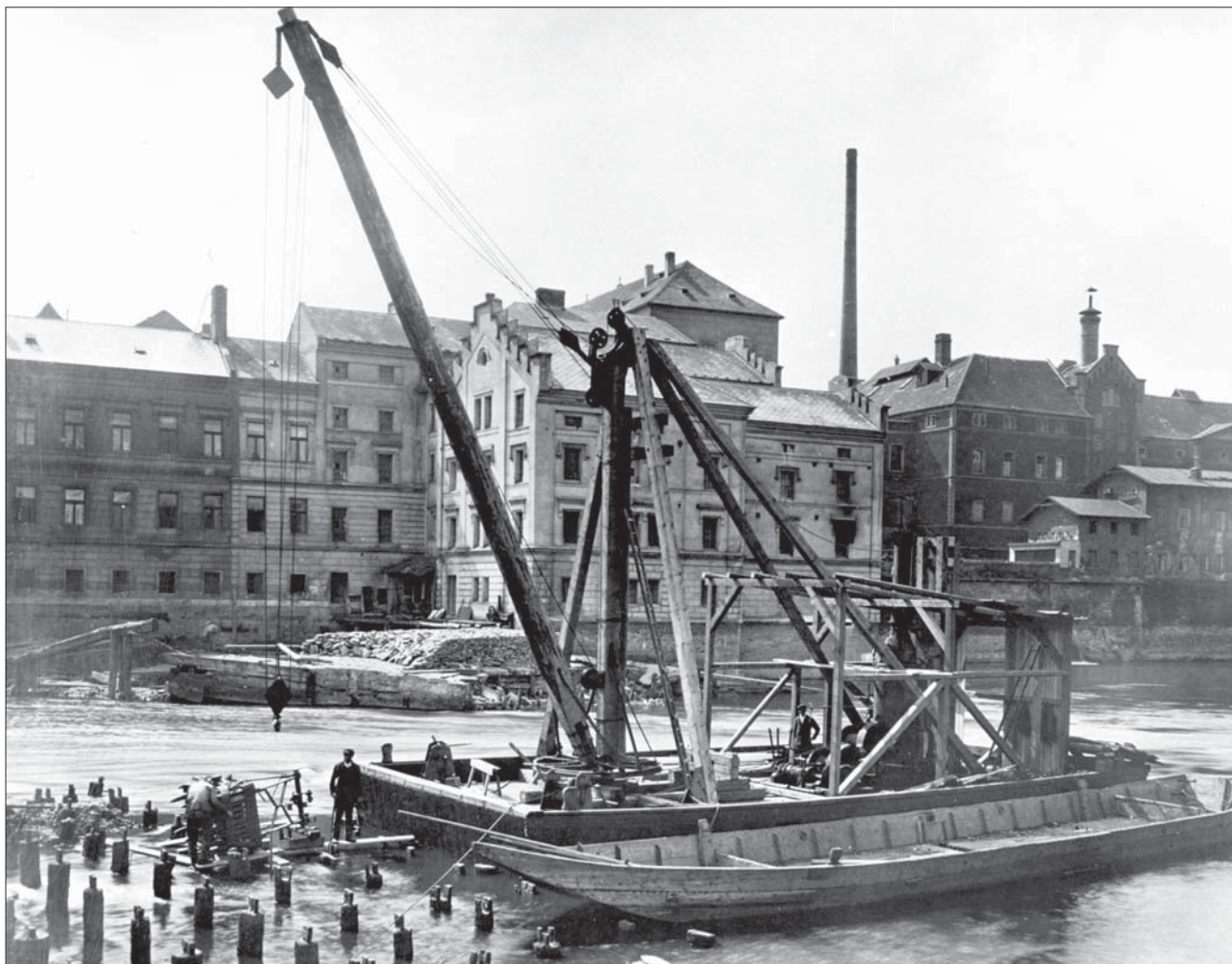
Boční bagry vycházely z klasického tvaru lodního trupu, ale manipulace s nimi byla poměrně obtížná a nedaly se použít k bagrování proti břehu. Už od 80. let vyráběly německé strojírný také bagry čelní s jediným korečkovým řetězem, umístěným v ose lodi, jejíž trup měl proto podélný výřez. Čelní bagry nakonec zcela převládly a ve 20. století se už boční typ nevyráběl. Do novějších a větších bagrů byly montovány dvouválcové parní stroje, i když menší bagry se stavěly s jednoválcí až do 20. let

20. století. V té době už existovaly také bagry vybavené spalovacími motory a některé parní bagry našich stavebních firem byly později na takový pohon přestavěny. Obvyklá hodinová výkonnost plovoucích bagrů byla 20–30 m<sup>3</sup>, u největších je udávána na 60–70 m<sup>3</sup>. Na našich řekách, případně v pískovnách, bylo před rokem 1948 přes 60 parních a více než 40 motorových plovoucích bagrů. Mezi stavebními firmami byla co do počtu těchto strojů největší společnost Lanna, která měla 18 bagrů, z toho dva motorové. Daleko za nimi byly firmy Kress a Kruliš, které si pro regulaci středního Labe opatřily po třech parních bagrech. Původ těchto strojů byl různý, často pocházely z německých továren, zvláště z drážďanských loděnic, stavěny byly ale i u nás. Kromě zmíněné PAS (Ruston) vyrobila několik bagrů strojírna Breitfeld – Daněk. Poslední parní bagr postavila loděnice ČKD v roce 1930 pro Vltavsko-labskou dopravu.

Podobné plovoucím bagrům byly mohutné stroje zvané **elevátory**. Zakotveny byly poblíž břehu a nesloužily k nabírání hlíny a kamení ze dna řeky, ale k vybírání člunů, naložených bagry. Aby mohl být člun vtažen pod korečkový řetěz, musel být trup elevátoru rozdělen na dvě samostatné části. Ty pak nahoře spojovalo mohutné dřevěné nebo častěji ocelové lešení, které neslo vlastní korečkový systém, spouštěný na dno člunu. Pohyb člunu při vybírání zajišťovaly navijáky. Vybraný materiál se nahoře vyklopil do výsypky a putoval na břeh. K této vodorovné dopravě



Parník KOLÍN firmy Kapsa & Müller, vyrobený v roce 1905 v Drážďanech jako KRONPRINZ von SACHSEN, vozil u Kolína převážně plné čluny od bagrů



Mohutný jeřáb a drapák typu derik i jeho vztyčení na pontonu v září 1931 v Kolíně byly společným výsledkem zručnosti tesařů a strojníků firmy Kapsa & Müller. Pohonná jednotka pocházela z plzeňské Škodovky. (foto Tichý, Kolín)



Jediný parní drapák vyrobila firma Škoda v roce 1932 pro podnikatele Ing. Hlavu, budujícího tehdy jez ve Vraném nad Vltavou. Drapák, obecně nazývaný podle typu koše „polyp“, se podílel ještě na stavbě Orlické přehrady. (foto J. Starec)

sloužil buď pásový dopravník, nebo tzv. lící žlab. To bylo dlouhé plechové koryto, do nějž se neustále čerpadlem přiváděla voda, takže materiál byl na břeh splavován. U většiny elevátorů bylo možné lící žlab a dopravník podle potřeby zaměňovat. Elevátorů bylo podstatně méně než plovoucích bagrů. Podářilo se jich zaznamenat 10 s pohonem parním a 10 se spalovacím motorem. Na rozdíl od parních bagrů sloužily jako pohon elevátorů většinou klasické parní lokomobily, ukryté v jednom ze dvou trupů stroje. Rozdíl byl i v původu strojů: téměř všechny elevátory vyrobily domácí strojírní, přičemž jejich trupy často stavěly samy stavební firmy. Největší elevátor RADHOŠŤ, který sloužil pro údržbu dunajské vodní cesty na Slovensku, postavila Škoda ve 20. letech 20. století. Měl délku 34 metrů a vyložil za hodinu až 300 m<sup>3</sup> materiálu. Tři parní a dva motorové elevátory měla společnost Lanna, dva parní pak firma Kindl, jinak byly u stavebních firem jen výjimečné. K bagrování zeminy, ale také k odstraňování starých kmenů či pilot ze dna řeky se používaly **plovoucí drapáky**. Jen málokdy byl stroj trvale upevněn v lodi, většinou šlo

o drapáky s kolejovými podvozky, podle potřeby ukládané na ponton. Typově se jednalo o otočné jeřáby, vybavené drapákovým košem. Starší koše však měly dvouřetězové ovládání, kdy jeden řetěz sloužil ke zvedání drapáku a druhý k jeho otevření. Pak musel mít pohon také dva navíjecí bubny. U nás se používalo přes 40 parních drapáků, většinou od německých firem Büniger & Leyrer a Menck & Hambrock. Známým se stal plovoucí parní drapák „polyp“, vyrobený továrnou Škoda v roce 1932 pro stavební firmu Hlava. Později byly drapáky dodávány jako běžná součást lopatových rypadel, ať už parních, nebo motorových. Lopatová rypadla se k dobývání zeminy pod vodou používala jen výjimečně.

I když lze **parník** stěží označit za typický stavební stroj, vodní stavby na řekách by se bez lodní dopravy neobešly. Nejvíce kolesových i šroubových **parníků** od různých výrobců měla opět firma Lanna – původně celkem 14. Z ostatních stavebních firem si parník opatřilo jen podnikatelství Kindl a Kapsa & Müller; k převážení pramic od bagrů se ale často používaly malé motorové čluny.

Kromě dosud uvedených a na vodních stavbách běžně vídaných strojů existovala i další plavidla opatřená strojním zařízením. Poměrně často byla na prám přesouvána **beranidla** s parním kotlem, která sloužila k beranění jímek. Firma A. Lanna měla už na konci 19. století dvě lodě s výřezy pro keson, s jejichž pomocí se po vodě přepravovaly a na dno spouštěly malé pracovní kesony. Na lodi bylo buď čerpadlo pro pumpování vody u otevřeného kesonu, nebo dmychadlo pro vhnání vzduchu do kesonu uzavřeného. V kesonu se pak provádělo ruční prohlubování dna. Asi v roce 1907 si stejná firma opatřila kvůli úpravám Vltavy u Štvanice **loď pro strojní drcení opukového dna**. Na každém boku lodi bylo osm tyčových dlát, navzájem nezávisle zvedaných vzhůru a po samočinném uvolnění v horní poloze padajících vlastní tíhou na dno řeky. Zvedání kladiv obstarávaly nekonečné řetězy, poháněné přes řemenové a ozubené převody od parní lokomobily. Roku 1924 nechala firma Kruliš postavit **loď pro strojní vrtání děr** k odstřelu dna Vltavy u Štěchovic. Na lodi dlouhé 27 metrů byly instalovány Flottmannovy pneumatické vrtačky. K jejich zásobování stlačeným vzduchem sloužil kompresor, poháněný parní lokomobílou o výkonu 80 koní. Před započítím práce bylo ovšem nutné loď šroubovými zvedáky čtyř stěžerů zapřít do dna řeky.

**Zdeněk Bauer**

Foto: archiv autora



Při opravě Helmovského jezu v Praze se na počátku 40. let uplatnila kesonová loď firmy Lanna, vybavená kromě parního dmychadla i ručním „Prášilovým“ jeřábem pro manipulaci s kesonem. Ten sloužil jen pro práce na dně řeky a nebyl určen do základů některé vodní stavby.



Drticí loď firmy Lanna, rozbíjející svislými dláty opuku na dně Labe u Kovanic v září 1925, byla unikátem. Nevíme ani, kdo zajímavý stroj vyrobil.



Největší plovoucí korečkový stroj u nás představoval státní elevátor RADHOŠŤ pro udržovací práce na Dunaji. Vyrobila ho Akciová společnost dř. Škodovy závody jako potomek firem Ruston a Bromovský.

# NUMERICKÉ MODELOVÁNÍ JÍLOVÉHO MASIVU

## ČÁST 1: KONSTITUČNÍ VZTAH A STANOVENÍ PARAMETRŮ

*Současné programy pro numerickou analýzu geotechnických konstrukcí v zeminách zpravidla nabízejí několik pružnoplástických konstitučních modelů. V geotechnické praxi je však nejčastěji využíván model nejjednodušší, Mohr-Coulombův (M-C model). V článku se stručně shrnují hlavní nevýhody M-C modelu, který je pro popis mechanického chování zemin (jemnozrných i hrubozrných) velmi málo vhodný, a stručně je charakterizován nový hypoplastický model pro jíly jako reprezentativní zástupce pokročilých modelů pro zeminu jemnozrné. Pokročilý konstituční model má ve své základní verzi stejný počet parametrů jako M-C model, přičemž jejich stanovení je jednodušší. Pokročilý model navíc umožňuje zohlednění nelineárního chování zemin v oboru velmi malých přetvoření a jeho parametry jsou nezávislé na stavu zeminy, což M-C model neumožňuje. Konkrétní použití pro analýzu okrajové úlohy a ukázky výhod pokročilých modelů budou, vzhledem k omezenému prostoru, prezentovány v navazujícím článku v dalším čísle časopisu Zakládání.*

### Úvod

Ačkoliv zeminy patří k nejstarším stavebním materiálům a rovněž počátky mechaniky zemin jako samostatné disciplíny lze datovat již do počátku dvacátého století, některé aspekty mechanického chování zemin stále nejsou v inženýrské praxi odpovídajícím způsobem zohledněny. Je patrný značný pokrok numerických metod pro geotechnické analýzy, jejichž limitujícím faktorem však jsou materiálové – konstituční – vztahy, které často nevyužívají poznatky mechaniky zemin, ale ani výpočetní možnosti soudobých programů.

Je dobře známo, že chování zemin je závislé na stavových proměnných, jako jsou napětí, pórovitost nebo stupeň překonsolidace. Dalším významným faktorem je značná nelinearita chování zemin. Oba aspekty se však při praktických řešeních velmi často ignorují. Tím lze také patrně vysvětlit, že většina numerických analýz v ČR je stále prováděna M-C modelem, ačkoli je to model pro zeminu obecně nevhodný, protože stavovou závislost a nelinearitu nezohledňuje. Využití M-C modelu je zjevně podporováno praxí ostatních stavebních disciplín, v nichž stav nehraje prvořadou úlohu v chování materiálů, pro zeminu je to však přístup nevhodný.

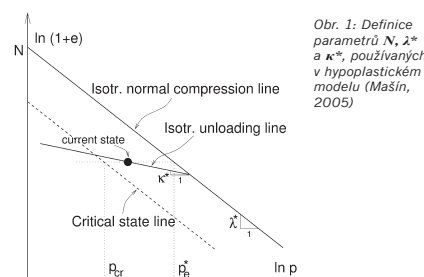
V tomto textu seznamujeme s hypoplastickým konstitučním modelem pro jíly, jenž ve své základní verzi potřebuje pět parametrů, stejně jako M-C model. Na rozdíl od něj však lépe vystihuje chování zemin a při obohacení o další – poměrně dobře fyzikálně interpretovatelné – konstituční parametry modeluje podstatné rysy chování zemin – závislost tuhosti na přetvoření, překonsolidaci apod. Díky své hierarchické povaze navíc umožňuje další rozšíření, např. modelovat cementaci, vliv kapilárního sání nenasycených zemin, dvojitou pórovitost atd. Parametry modelu jsou fyzikálně definovány a lze je stanovit pomocí laboratorních experimentů, z nichž některé se mohou zdát až triviální, např. stanovení pevnosti v kritickém stavu. Jejich oprávněnost je však bohatě dokumentována experimentálními poznatky mechaniky zemin a podložena ucelenou teorií kritických stavů, která je vyvíjena od poloviny dvacátého století (Schofield and Wroth, 1968; Wood, 1990). Model umí korektně modelovat také nelinearitu smykového modulu a vstupní data lze v podmínkách soudobé laboratoře zemin získat poměrně jednoduše, jak v článku ukazujeme. Ve druhé části, v navazujícím článku, budeme prezentovat využití zpětné analýzy

založené na datech o chování skutečné stavby (prototypu). Článek se soustředí právě na tyto tři okolnosti numerického modelování: výstižnost konstitučního modelu, kalibraci parametrů a porovnání numerického modelu s chováním prototypu. Numerická implementace popisovaného konstitučního modelu je volně dostupná na internetu na webové adrese [www.soilmodels.info](http://www.soilmodels.info). Na stránce je jednak dostupný „single element program“ vhodný pro simulaci laboratorních zkoušek, ale zejména implementace pro programy metody konečných prvků, jako jsou PLAXIS, ABAQUS a Tochnog Professional. Model je tedy k dispozici odborné veřejnosti pro řešení praktických úloh v jílovitých zeminách, jako jsou tunely, stavební jámy a podobně.

### Parametry a stavové proměnné; nelineární charakter zemin

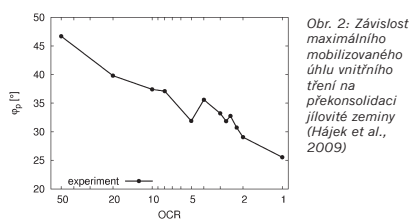
V geotechnice je třeba respektovat existenci dvou základních skupin veličin pro popis mechanického chování zemin. První skupinu tvoří veličiny, které nejsou závislé na stavu zeminy, a které je možno považovat za skutečné parametry, tj. za konstanty. Druhou skupinu tvoří veličiny, které jsou na stavu zeminy závislé. Před popisem veličin charakterizujícím mechanické chování zemin je nutno vysvětlit, jak popisujeme stav zeminy. Stav zeminy popisujeme pomocí stavových veličin. Nejdůležitější stavová veličina je efektivní napětí. Pro popis napjatosti se v mechanice zemin nejčastěji využívají invarianty efektivního napětí  $p^*$  (střední napětí) a  $q$  (deviatorové napětí). V následujícím textu představují všechna napětí napětí efektivní. Dále je pro popis napjatosti zemního masivu často využívána hodnota zemního tlaku v klidu  $K_0$ , definovaná jako poměr horizontálního a vertikálního efektivního napětí. Další důležitou skupinou stavových proměnných jsou proměnné popisující relativní objem pórů zeminy vzhledem k celkovému objemu zeminy. V následujícím textu budou využívány dvě základní veličiny: číslo pórovitosti  $e$  a stupeň překonsolidace OCR. Číslo pórovitosti  $e$  je definováno jako poměr objemu pórů zeminy a objemu pevné fáze (zrn). Hodnota OCR je definována jako poměr maximální hodnoty středního efektivního napětí  $p^*$ , kterému byla zemina v minulosti vystavena ( $p^*_c$ ), a aktuální hodnoty  $p^*$ . Vzhledem k fixní pozici čáry normálního stlačení (NCL) (obr. 1) je popis stavu zeminy pomocí čísla pórovitosti  $e$  a pomocí hodnoty stupně překonsolidace OCR ekvivalentní, protože každé kombinaci  $e$  a  $p^*$  odpovídá jediná hodnota  $p^*_c$ .

Jako příklad veličin popisujících mechanické vlastnosti zeminy, které nejsou závislé na stavu zeminy, můžeme uvést index stlačitelnosti  $C_c$ , tj. směrnici NCL v rovině  $(I+e)$  vs logaritmus středního napětí  $p^*$ . Dále úhel vnitřního tření v kritickém stavu  $\varphi_c^*$ , tj. směrnici čáry kritických stavů CSL v rovině smykové napětí  $\tau$  vs normálové napětí  $\sigma_n^*$ . Skutečnými parametry jsou i ostatní veličiny popisující NCL a čáru kritických stavů CSL. Pro hypoplastický model se využívá logaritmické zobrazení čar NCL i CSL v rovině  $\ln(I+e)$  vs  $\ln p^*$  místo zobrazení semilogaritmického. NCL je potom charakterizována směrnici  $\lambda^*$  a hodnotou  $\ln(I+e)$  pro jednotkové napětí  $N$ ,  $\kappa^*$  je směrnice přímky odlehčení a znovupřítížení. V případě CSL se jedná o směrnici  $\lambda^*$  v rovině  $\ln(I+e)$  vs  $\ln p^*$  (obr. 1)



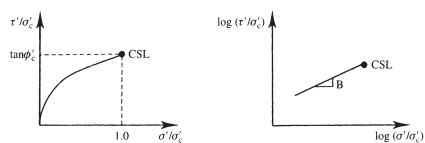
a úhel vnitřního tření  $\varphi_c^*$  v rovině  $\tau$  vs  $\sigma_n^*$ . Kromě výše uvedených veličin lze ke skutečným materiálovým konstantám jemnozrných zemin řadit ještě konzistenční meze  $w_L$  a  $w_p$ . Konzistenční meze jsou závislé pouze na mineralogii a reprezentují pro danou zeminu neodvodněnou pevnost při přechodu z tekutého (kašovitého) do plastického a z plastického do pevného stavu zeminy. Definují plasticitu zemin ( $I_p$ ). Zeminy, jež mají různou plasticitu, mají různý sklon čar NCL a CSL, tj. různý parametr  $\lambda^*$ . Schofield a Wroth (1968) definovali poslední stavově nezávislý parametr zemin  $\Omega$ , o němž předpokládali, že je průsečíkem čar NCL všech zemin o různé plasticitě. Podrobnosti o začlenění konzistenčních mezí do teorie kritických stavů jsou nad rámec tohoto článku, lze je nalézt např. v publikacích Schofield a Wroth (1968), Schofield (2005) nebo Wood (1990). Je patrné, že další „parametry“ užívané v praxi skutečnými parametry nejsou, že jsou stavově závislými veličinami. Pozoruhodným důsledkem povahy výše uvedených parametrů zemin je, že lze všechny stanovit na rekonstituovaných vzorcích zeminy. Zjednodušeně řečeno jde o vzorky, které mají zrušenou původní strukturu a jejich chování (a parametry) je závislé pouze na mineralogii a charakteru zrn. V zahraniční literatuře se pro ně užívá pojem „intrinsic properties / parameters“. Postup přípravy rekonstituovaných vzorků je popsán v následující kapitole. V současné geotechnické praxi jsou často bohužel za parametry (konstanty) zeminy považovány i veličiny závislé na stavu zeminy, např. vrcholová pevnost ( $\varphi_p^*$ ,  $c_p^*$ ) nebo moduly (v dalším textu se

pro Youngův modul  $E$ , smykový modul  $G$  i objemový modul  $K$  užívá termín „tuhost“). Zásadní význam správného rozlišení mezi parametry a stavově závislými veličinami lze dobře demonstrovat na koncepci (odvodněné) vrcholové pevnosti, resp. její Mohr-Coulombové obálce. Ač je to zjevně nesprávné, standardně jsou v praxi „parametry“ vrcholové pevnosti  $\phi_p^*$  a  $c_p^*$  stanoveny tak, že vrcholovými stavy několika vzorků je proložena přímka. Vzorky jsou sice před zkouškou „identické“, ale před smykovou fází zkoušky jsou konsolidovány při různých normálových napětích. Získané „parametry“ nemohou být konstantami, protože i vrcholové stavy jednotlivých vzorků obecně odpovídají různým pórovitostem a  $\phi_p^*$  i  $c_p^*$  jsou zjevně funkcí pórovitosti (resp. čísla pórovitosti  $e$ ). Lineární Mohr-Coulombova obálka pevnosti je nevhodným způsobem prezentace výsledků zkoušek vrcholové pevnosti zemín. Příklad vlivu překonsolidace (stavu) na vrcholovou pevnost (resp. na mobilizovaný úhel vnitřního tření ve vrcholovém stavu) ukazuje obr. 2.



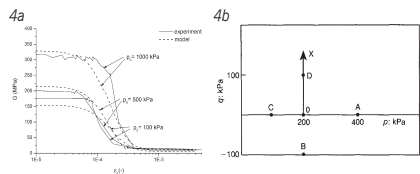
Obr. 2: Závislost maximálního mobilizovaného úhlu vnitřního tření na překonsolidaci jílovité zeminy (Hájek et al., 2009)

Pro vyjádření vrcholové pevnosti je vhodná mocninná nebo jiná nelineární funkce. Pokud je použita po vhodné normalizaci smykovévoly a normálového napětí, např. normalizaci vzhledem k čáře CSL nebo NCL (jak ukazuje obr. 3),



Obr. 3: Vyjádření vrcholové pevnosti mocninnou funkcí, tj. pomocí materiálových konstant  $\tan\phi_c^*$  a  $B$  (Atkinson, 2007)

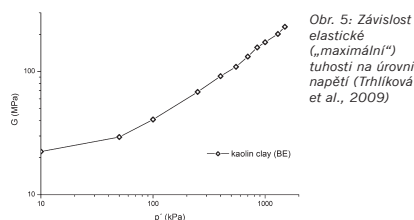
poskytuje skutečné parametry pro vrcholovou pevnost zeminy, nezávislé na stavu (pórovitosti, napětí). Pokročilé modely respektují tyto skutečnosti a např. v hypoplastickém modelu není třeba obálku vrcholové pevnosti specifikovat. Model je nelineární a vrcholové stavy spočítá ze zadaných parametrů. Dalším významným aspektem chování zemín je nelinearita tuhosti. Tuhost je závislá na úrovni přetvoření (obr. 4a), na úrovni napětí a na historii zatěžování (obr. 4b).



Obr. 4a: Typický průběh křivky vyjadřující závislost smykové tuhosti na logaritmu smykové přetvoření (Trhliková et al., 2009)

Obr. 4b: Vliv historie zatěžování – změny směru přírůstu napětí – na závislost tuhosti vs.  $\log e$  při trojosé zkoušce rekonstituovaného londýnského jílu (Simpson, 1993)

Maximální (elastické) hodnoty nabývá tuhost pouze při velmi malých přetvořeních, tj. při poměrném přetvoření menším než cca  $10^{-3}$  %. Lze ji proto stanovit zpravidla pouze „dynamickými“ metodami, např. z rychlosti šíření vln zemínou, pouze výjimečně ji lze měřit např. při plynulém zatěžování pomocí ponorných LVDT na trojosém vzorku. Ani tato maximální elastická tuhost však není konstantou, ač je za ni často považována. Je závislá na úrovni efektivního napětí (obr. 5)



Obr. 5: Závislost elastické („maximální“) tuhosti na úrovni napětí (Trhliková et al., 2009)

a na stupni překonsolidace OCR. Lze tedy konstatovat, že tuhost, resp. ani jeden z modulů  $E$ ,  $G$ ,  $K$ , není skutečným parametrem zeminy. Numerické simulace musejí tuto skutečnost zohlednit. Nelinearitu a stavovou závislost zemín je třeba respektovat i při jednoduchých analytických postupech, tj. při ideálně pružných a ideálně plastických analýzách. Znamená to volit vstupní hodnoty („parametry“) podle intervalu „pracovních“ napětí. Je proto zřejmé, že používání např. tabulek hodnot vrcholové pevnosti, tuhosti a dalších stavově závislých veličin není správné, pokud není dobře specifikován stav zeminy. Naopak teoreticky zdůvodněné korelace mezi skutečnými parametry lze, pokud nejsou vstupní hodnoty určeny zkouškami, doporučit. Úhel vnitřního tření v kritickém stavu lze poměrně spolehlivě odhadnout z mineralogie, zrnitosti a konzistenčních mezí a podobně lze korelovat ostatní skutečné parametry zemín.

#### Postup přípravy rekonstituovaných vzorků zeminy

Rekonstituovaný vzorek jemnozrné zeminy je připraven z pasty, která byla zbavena předchozích důsledků přetvárné a napjatostní historie. Je sice pro stanovení parametrů opět z pasty jednoosé zkonsolidován, ale za nízké úrovně napětí a projevy přetvárné a napjatostní historie jsou u něj omezeny na minimum. Před „rekonstituováním“ je pasta důkladně utřena při vlhkosti vyšší než  $w_L$ , zpravidla se požaduje vlhkost  $1,5 w_L$  (Burland, 1990). Na PřF UK užíváme pro přípravu rekonstituovaného jílu hnětač na těsto. Důležité je, aby se před přípravou pasty zemina nesusila při zvýšených teplotách, např. při  $105^\circ\text{C}$ , kdy dochází ke změně zrnitosti, konzistenčních mezí a samozřejmě i dalších vlastností, např. pevnosti v kritickém stavu, jak pro brněnský jíl (tég) demonstroval Boháč (1999). Pro laboratorní stanovení parametrů („intrinsic properties“) zeminy se použijí běžné přístroje: v našem případě navrhujeme trojosý přístroj, krabicový přístroj a oedometr. Pro zkoušky v krabicí (rotační i translační) i v oedometru lze zpravidla „zkušební tělesa“ připravit z pasty přímo v přístroji, neboť přístroje mají pevnou stěnu a svislou deformaci při konsolidaci pasty lze vhodným opatřením

korigovat. Pro trojosou zkoušku takový postup použit nelze a nevhodnější metodou je příprava těles požadovaného průměru a výšky jednorozměrnou konsolidací pasty ve vysokém lisu (obr. 6).



Obr. 6: Příprava rekonstituovaného jílu pro trojosou zkoušku

Pro konsolidaci v lisu se užíje malé vertikální zatížení, aby se omezila tvorba kompresní struktury, ale aby válečky bylo možné vyjmout a instalovat do trojosého přístroje. U zemín s vyšším obsahem siltu (např. spraš) lze použít svislé napětí cca  $20\text{ kPa}$ , u jílu s vysokou plasticitou zpravidla na PřF UK používáme svislé napětí cca  $40$  až  $50\text{ kPa}$ . Z popisu přípravy rekonstituovaného vzorku plyne zjevná výhoda pokročilého konstitučního modelu z hlediska geotechnického průzkumu. Model založený na skutečných („intrinsic“) parametrech zemín umožňuje redukovat počet potřebných neporušených vzorků a zkušební postupy jsou jednodušší, jak konkrétně ukazujeme i v dalším textu. Pochopitelně je pro simulaci praktických úloh nutné stanovit i další materiálové charakteristiky, pro něž je třeba odzkoušet i neporušené vzorky. Podrobnostem se věnujeme v kapitole o stanovení parametrů hypoplastického modelu.

#### Konstituční model

Hypoplastický model pro jíl (Mašín, 2005) je založen na teorii hypoplasticity. Jedná se o relativně nový přístup ke konstitučnímu modelování geomateriálů, vyvíjený nezávisle od osmdesátých let dvacátého století na univerzitách v Karlsruhe (např. Kolymbas, 1991; von Wolffersdorff, 1996) a Grenoble (např. Chambon et al., 1994). Model pro jemnozrné zeminy je založen na prvním přístupu, který je z pohledu využití v praxi vhodnější díky jasnému fyzikálnímu významu parametrů. Hypoplastické modely se svou povahou zásadně odlišují od modelů elasto-plastických, tedy od většiny existujících konstitučních modelů pro zeminy. V prvé řadě přetvoření není děleno na vratnou (elastickou) a nevratnou (plastickou) část. Dále není nutné zavádět klasické předpoklady elasto-plasticity jako plochu plasticity, plastický potenciál, podmínku konzistence apod. Hypoplastické modely ale i přesto předpovídají základní aspekty chování zemín, což je dáno nelineárním charakterem hypoplastické rovnice. Pro zjednodušenou představu, rovnice (1) ukazuje formulaci hypoplastického modelu pro jednorozměrný případ

$$\dot{\sigma} = L \dot{\epsilon} + N |\dot{\epsilon}| \quad (1)$$

V rovnici (1)  $\dot{\sigma}$  představuje rychlost napětí,  $\dot{\epsilon}$  představuje rychlost přetvoření a  $L$  a  $N$  představují moduly, pro něž platí  $L > N > 0$ . Je zřejmé, že díky absolutní hodnotě  $\dot{\epsilon}$  pro přitížení ( $\dot{\epsilon} < 0$ ) využívá se



znaménková konvence mechaniky kontinua při níž jsou stlačení záporná) rovnice předpovídá tuhost  $L - N$ , kdežto pro odlehčení tuhost  $L + N$ . Model tedy předpovídá nižší tuhost pro přitížení než pro odlehčení, aniž by byly potřebné dvě různé rovnice jako v případě elasto-plasticity. Hypoplastické modely pro zeminy jsou samozřejmě na rozdíl od rovnice (1) definovány v třírozměrném prostoru,  $\sigma$  a  $\varepsilon$  představují tenzory napětí a přetvoření,  $L$  a  $N$  jsou tenzory čtvrtého ( $L$ ) a druhého ( $N$ ) řádu a absolutní hodnota je nahrazena euklidovskou normou. Detaily matematické formulace hypoplastických modelů jsou mimo zaměření tohoto článku a zájemci jsou odkázáni na citovanou literaturu. Hypoplastický model pro jíl může být použit ve dvou verzích. Základní verze modelu umožňuje modelovat nelineární chování materiálů v oboru větších přetvoření a závislost chování na stavových proměnných (napětí a číslo pórovitosti). Neumožňuje však modelovat maximální (elastickou) tuhost v oboru velmi malých přetvoření. Základní model má pět parametrů. Parametry  $\varphi_c$ ,  $\lambda^*$ ,  $\kappa^*$  a  $N$  byly definovány v předchozí kapitole. Pátý parametr  $r$  kontroluje smykovou tuhost zeminy. Stanovení parametrů je popsáno v následujícím textu. Pro předpovědi maximální (elastické) tuhosti v oboru velmi malých přetvoření lze hypoplastický model obohatit o tzv. koncepci intergranulárních přetvoření, již vypracovali Niemunis a Herle (1997). Tato modifikace modelu vyžaduje dalších pět materiálových parametrů  $m_p$ ,  $m_r$ ,  $R$ ,  $\beta$ , a  $\chi$ . Jejich kalibrace je také popsána dále.

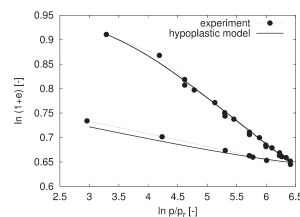
### Stanovení parametrů hypoplastického modelu Úhel vnitřního tření v kritickém stavu $\varphi_c$

Určení pevnosti v kritickém stavu, jež je základním parametrem řady moderních konstitučních modelů a také modelu hypoplastického, je poměrně snadné. Poslouží zkoušky rekonstituovaného materiálu. V případě sypkých hrubozrnných zemín, jež však nejsou předmětem tohoto článku, by byla metoda ještě jednodušší – změření úhlu přirozené sklonitosti. Nejvhodnější zkouškou pro stanovení pevnosti rekonstituovaného jílu je neodvodněná trojosá zkouška CIUP. Podmínkou zdárného zkoušení je homogenní přetváření při smyku, bez vzniku smykové plochy, což se nejlépe zajistí použitím tzv. kluzných destiček. Taková zkouška je ale nejen časově náročná (kvůli nízké hydraulické vodivosti rekonstituovaného jílu), kluzné podstavy představují i vyšší nároky technologické pro provoz komerční laboratoře. Trojosé zkoušky proto lze kombinovat se zkouškou rekonstituovaného jílu ve smykové krabici. Výhodnější než standardní translační krabicový přístroj je krabice rotační. Její výhodou je smyk bližší prostému smyku než u standardní smykové krabice a podstatně rychlejší průběh zkoušek než v trojosém přístroji (Najser a Boháč, 2005). Lze doporučit smyk jednoho rekonstituovaného válečku v trojosém přístroji a jednoduché a rychlé doplnění obálky ve smykové krabici.

### Parametry $N$ , $\lambda^*$ , $\kappa^*$

Parametry  $N$ ,  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$  je v principu možné stanovit na základě zkoušky triaxiální či oedometrické stlačitelnosti neporušeného vzorku. Stanovení všech parametrů  $N$ ,  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$  na neporušeném vzorku je ovšem často zkomplikováno vysokým překonsolidačním napětím vzorku, takže čáry normální konsolidace lze dosáhnout až v oborech napětí mimo rozsah běžných přístrojů. Většinou se tedy ve standardních laboratorních podmínkách využívá toho, že rekonstituované a neporušené vzorky mají stejnou hodnotu parametrů  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$ , a tyto parametry jsou určeny na základě zkoušek na rekonstituovaných vzorcích. Parametr  $N$  je závislý na struktuře zeminy, která je odlišná v neporušeném a rekonstituovaném stavu. Jeho hodnota by tedy měla být stanovena na základě zkoušky na neporušeném vzorku zeminy, jak je uvedeno dále.

Parametry  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$  na rekonstituovaném vzorku lze stanovit v trojosém přístroji nebo v oedometru. Pokud se v trojosém přístroji zkouší alespoň jeden váleček pro úhel vnitřního tření v kritickém stavu, pak je před CIUP smykem vhodné provést plynulé izotropní přitěžování, jež poskytne směrnicí  $\lambda^*$  a polohu  $N_{rec}$  izotropní NCL rekonstituovaného vzorku v rovině  $\ln(1+e)$  vs  $\ln p$ . Směrnicí  $\kappa^*$  zjistíme izotropním odlehčením v trojosém přístroji. Příklad předpovědi zkoušky izotropního stlačení a odlehčení pomocí hypoplastického modelu je na obr. 7.

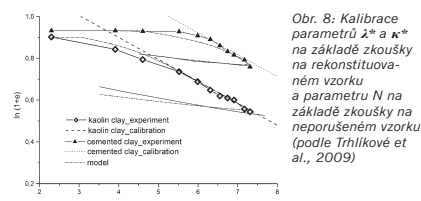


Obr. 7: Zkouška izotropního stlačení a odlehčení simulovaná hypoplastickým modelem (Mašin, 2005)

Směrnicí NCL  $\lambda^*$  lze stanovit i z oedometrického stlačení rekonstituovaného vzorku a směrnicí  $\kappa^*$  z oedometrického odlehčení. Stanovení  $\lambda^*$  z oedometrické zkoušky v zobrazení  $\ln(1+e)$  vs  $\ln \sigma_v$  a z triaxiální zkoušky v zobrazení  $\ln(1+e)$  vs  $\ln p$  je ekvivalentní. Oedometrickou zkoušku v zobrazení  $\ln(1+e)$  vs  $\ln \sigma_v$  lze použít i pro přibližný odhad parametrů  $N_{rec}$  a  $\kappa^*$ , tato kalibrace ovšem není zcela přesná, kvůli odlišné pozici oedometrické a izotropní čáry NCL a kvůli neznalosti hodnoty  $K_p$ . Jak již bylo zdůrazněno, hodnotu parametru  $N$  bychom měli zjišťovat na základě zkoušky stlačitelnosti na neporušeném vzorku zeminy. Stanovení jeho hodnoty je v případě pevných jílu komplikované vysokým překonsolidačním napětím vzorku. Pro jeho stanovení je tedy vhodnější oedometrická zkouška, která zpravidla v běžné laboratoři umožňuje dosažení vyšších napětí než zkouška triaxiální. V případě nižšího překonsolidačního napětí je ovšem možno využít i zkoušku triaxiální, která je vhodnější vzhledem ke znalosti středního normálového napětí a vzhledem k přímému měření NCL v izotropním stavu.

Stanovení parametrů  $N$ ,  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$  na základě zkoušek izotropní stlačitelnosti rekonstituovaného a neporušeného vzorku je demonstrováno na obr. 8.

Neporušený vzorek byl v tomto případě laboratorně modelován pomocí umělého zpevnění zeminy cementací („kaolin“ v obr. 8 představuje rekonstituovaný vzorek a „zpevněný vzorek“ představuje neporušený vzorek).

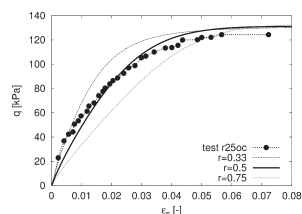


Obr. 8: Kalibrace parametrů  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$  na základě zkoušky na rekonstituovaném vzorku a parametru  $N$  na základě zkoušky na neporušeném vzorku (podle Trhítkové et al., 2009)

Obrázek ukazuje kalibraci parametrů  $\lambda^*$  a  $\kappa^*$  na základě zkoušky na rekonstituovaném vzorku a následně „posunutí“ čáry normální konsolidace (a tedy kalibraci parametru  $N$ , jež charakterizuje pozici NCL) na základě zkoušky na neporušeném vzorku. Obr. 8 dále ukazuje obě zkoušky simulované pomocí hypoplastického modelu.

### Parametr $r$ – smyková tuhost zeminy v oboru větších přetvoření

Parametr  $r$  můžeme stanovit na základě triaxiální smykové zkoušky (jak drénované CID, tak nedrénované CIUP), a to na rekonstituovaném i neporušeném vzorku. Pro jeho kalibraci je vhodné využít buď pracovní diagram smykové zkoušky rekonstituovaného vzorku, prováděné pro určení kritického úhlu vnitřního tření (viz výše), nebo pracovní diagram smykové zkoušky na neporušeném vzorku, pokud se pro zjištění tuhosti v oboru velmi malých přetvoření provádí (viz dále). Vzhledem k nelineárnímu chování zeminy (tedy postupnému poklesu tuhosti s přetvořením) není možné vyhodnotit parametr  $r$  přímo z experimentálních dat, ale je nutné provést simulaci smykové zkoušky pomocí hypoplastického modelu (buď pomocí MKP programu, který se využije pro řešení okrajové úlohy, nebo pomocí single element programu, jež je dostupný na adrese [www.soilmodels.info](http://www.soilmodels.info)). Parametr  $r$  ovlivňuje pracovní diagram smykové zkoušky tím způsobem, že pro jeho vyšší hodnoty dochází k pomalejšímu nárůstu deviatorového napětí s přetvořením (vyšší hodnota  $r$  tedy implikuje nižší tuhost materiálu). Příklad kalibrace parametru  $r$  na základě triaxiální nedrénované zkoušky CIUP je na obr. 9.



Obr. 9: Kalibrace parametru  $r$  na základě pracovního diagramu CIUP zkoušky rekonstituované zeminy (Mašin, 2005)

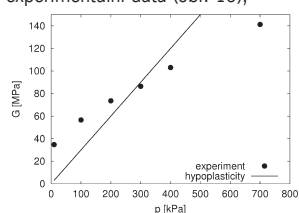
### Parametry smykové tuhosti v oboru velmi malých přetvoření $m_p$ , $m_r$ , $R$ , $\beta$ , a $\chi$

Smyková tuhost v oboru malých a velmi malých přetvoření je závislá na struktuře zeminy. Kalibrace

parametrů, které ji popisují, musí být tedy provedena na základě zkoušek na neporušené zemině. Hypoplastický model obohacený o koncepci intergranulárních přetvoření popisuje jak závislost počáteční (elastické) tuhosti na napětí, tak pokles tuhosti s přetvořením. Velikost počáteční tuhosti, kterou měříme např. pomocí prozařování vzorku smykovými vlnami, určuje parametr  $m_R$  (a parametr  $m_T$  jehož hodnota se v praktických aplikacích uvažuje shodná s parametrem  $m_R$ ). Její velikost je dána vztahem

$$G_0 = \frac{m_R}{r\lambda^*} p' \quad (2)$$

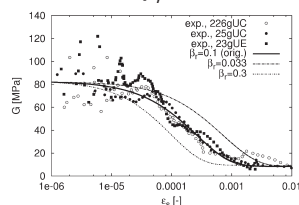
Je tedy zřejmé, že model předpovídá lineární závislost elastické tuhosti na středním napětí. Z tohoto důvodu rovnice (2) nevystihuje přesně experimentální data (obr. 10),



Obr. 10: Závislost počáteční (elastické) tuhosti na napětí měřená na brněnském jílu a předpovědi hypoplastického modelu (Svoboda a Mašín, 2008)

její výhodou však je, že počáteční tuhost je kontrolována pomocí jediného nového parametru. Parametr  $m_T$  určuje velikost počáteční tuhosti při jiné změně směru dráhy přetvoření než parametr  $m_R$ , a jak bylo řečeno, v praktických aplikacích se většinou uvažuje  $m_T = m_R$ .

Další parametr  $R$  určuje velikost elastické oblasti v prostoru přetvoření a parametry  $\beta_r$  a  $\chi$  udávají rychlost změny tuhosti s přetvořením (příklad vlivu parametru  $\beta_r$  je na obr. 11).



Obr. 11: Vliv parametru  $\beta_r$  na predikci změny tuhosti londýnského jílu s přetvořením při triaxiálním CID zkoušce neporušeného vzorku (Mašín, 2009)

Hodnoty parametrů  $R$ ,  $\beta_r$  a  $\chi$  je třeba, podobně jako parametr  $r$ , stanovit na základě parametrické studie simulováním laboratorních experimentů, při nichž je deformace vzorků měřena pomocí lokálních snímačů deformace, umístěných přímo na vzorku zeminy. V případě nedostupnosti takovýchto experimentů lze ovšem využít toho, že se velikost těchto parametrů pro různé zeminy příliš neliší, a pro výpočet pak lze využít „standardní hodnoty“. Pro modelování neporušených pevných jílu lze přibližně doporučit

$$R = 1e - 4, \beta_r = 0,2 \text{ a } \chi = 1.$$

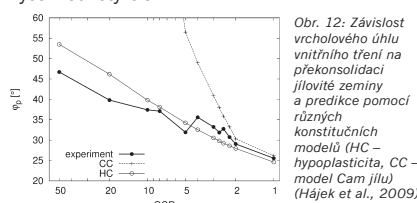
#### Příklad predikcí laboratorních experimentů pomocí hypoplastického modelu

Hypoplastický model není jediným pokročilým materiálovým modelem pro jemnozrné zeminy. Při posuzování jeho kvality Hájek et al. (2009) porovnávali předpovědi hypoplastického modelu s předpověďmi jiného konstitučního modelu pro

jemnozrné zeminy. Jednalo se o základní model, založený na koncepci mechaniky kritických stavů – model Cam jílu (Roscoe a Burland, 1968).

Předpovědi Mohr-Coulombova modelu jsme nestudovali. Jak bylo řečeno, tento model neumožňuje zohlednit závislost chování zeminy na jejím stavu (stupni překonsolidace), což byl fenomén, jenž se studoval v laboratorních experimentech. Jejich simulace pomocí M-C modelu je tedy bezpředmětná.

Obr. 12 ukazuje předpovědi závislosti vrcholového úhlu vnitřního tření na stupni překonsolidace OCR. Z obrázku je zřejmé, že hypoplastický model je i s jedinou sadou materiálových parametrů schopný věrně predikce závislosti vrcholového úhlu vnitřního tření na stupni překonsolidace. Totéž se nedá říci o modelu Cam jílu, který výrazně nadhodnocuje vrcholový úhel vnitřního tření pro vyšší hodnoty OCR.



Obr. 12: Závislost vrcholového úhlu vnitřního tření na překonsolidaci jílovité zeminy a predikce pomocí různých konstitučních modelů (HC – hypoplastická, CC – model Cam jílu) (Hájek et al., 2009)

Obr. 13a ukazuje předpovědi nelineárního chování zemin pomocí hypoplastického modelu. Zobrazeny jsou pracovní diagramy drénovaných triaxiálních zkoušek na rekonstituované zemině o různém stupni překonsolidace. Hypoplastický model, na rozdíl od modelu Cam jílu, věrně predikuje pokles tuhosti s přetvořením. Na obr. 13b se demonstruje závislost předpovědi objemových změn vzorku na stupni překonsolidace. Hypoplastický model dává opět mnohem přesnější předpovědi než model Cam jílu.

#### Závěry

V článku jsme demonstrovali rozdíl mezi skutečnými parametry zeminy, které nezávisí na jejím stavu, a veličinami stavově závislými. Ukázali jsme výhody konstitučních modelů založených na přístupu se stavově nezávislými parametry. Jedním z takových pokročilých modelů je hypoplastický

model pro jíly. Ten má ve své základní verzi stejný počet parametrů jako model Mohr-Coulombův. Jejich stanovení je přitom z hlediska geotechnického průzkumu jednodušší, neboť postačí menší počet neporušených vzorků. Díky stavově nezávislým parametrům se například hypoplastický model vyhýbá vyjádření vrcholové pevnosti pomocí lineární Mohr-Coulombovy obálky, které je nekorektní. Model předpovídá vrcholovou pevnost, aniž by bylo třeba ji studovat explicitně pomocí experimentů. Hypoplastický model dále automaticky předpovídá závislost tuhosti na úrovni napětí a přetvoření, což je opět fenomén, který Mohr-Coulombův model nevystihuje.

Hypoplastický model lze rozšířit o možnost modelovat elastickou tuhost v oblasti velmi malých přetvoření a její pokles s rostoucím přetvořením. Taková úprava vyžaduje dalších pět parametrů, jejich stanovení pomocí laboratorní trojosé zkoušky neporušeného vzorku je však poměrně jednoduché a fyzikálně podložené.

Numerická implementace konstitučního modelu pro programy MKP i „single element“ program pro kalibraci parametrů jsou volně dostupné odborné veřejnosti pro využití v praktických aplikacích. Příklady řešení okrajových úloh budou předmětem navazující druhé části článku.

#### Poděkování

Autoři děkují za finanční podporu grantům GAAV IAA201110802, GAČR 205/08/0732 a VZ MSM0021620855.

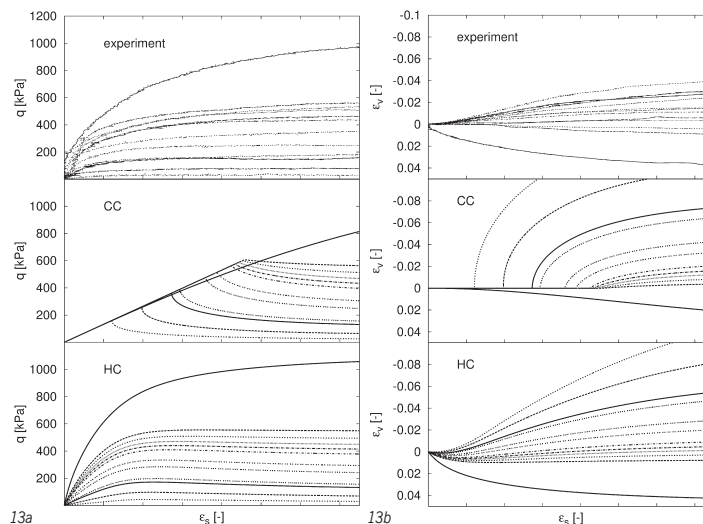
#### Literatura:

<http://labmz1.natur.cuni.cz/~bhc/s/zakladani>

Jan Boháč a David Mašín,

Univerzita Karlova v Praze,

Přírodovědecká fakulta, Albertov 6, 128 43 Praha 2



Obr. 13: Předpovědi pracovních diagramů (a) a objemových změn (b) drénovaných triaxiálních zkoušek na rekonstituované zemině o různém stupni překonsolidace – porovnání hypoplastického modelu (HC) s modelem Cam jílu (CC); Hájek et al. (2009).



Ocelová konstrukce mostu vysunutá přes Lochkovské údolí podepřená na provizorních svislých žb. bárkách

## MOST PŘES LOCHKOVSKÉ ÚDOLÍ – VLIV TUHOSTI ZALOŽENÍ SPODNÍ STAVBY NA NÁVRH MOSTNÍ KONSTRUKCE

*Výškou mostu 65 m nad údolím, šířkou přes 35 m a rozpětím vzpěradlového rámu 157 m se most přes Lochkovské údolí řadí k výjimečným mostním dílům nejen pražského okruhu. K jednomu z náročných konstrukčních detailů mostu patřil i návrh založení šikmých podpěr ve velmi složitých geotechnických podmínkách, který byl proveden pomocí nejmodernějších výpočetních postupů.*

### Vývoj a koncepce mostní konstrukce

Trasa SOKP (Silniční okruh kolem Prahy) 514 Lahovice–Slivenec překračuje údolí Lochkovského potoka ve výšce cca 65 m. Z vedení trasy SOKP 514 vyplynula délka mostu 461 m. Základní dispozice objektu byla dána polohou strmých svahů údolí. Na základě požadavků objednatele a závěrů z projednání při územním řízení byla v roce 2003 zpracována firmou SUDOP Praha, a. s., dokumentace pro stavební povolení a následně v roce 2004 i dokumentace pro výběr zhotovitele stavby pro variantu celooceľového vzpěradlového rámu společného pro oba jízdní pásy SOKP s proměnou výškou hlavního nosníku.

Po výběru zhotovitele mostu byly v roce 2006 zahájeny práce na realizační dokumentaci (RDS), kterou zpracovalo Sdružení RD Lochkov (SUDOP Praha, a. s., a PONT-TEX, s. r. o. – odpovědný projektant Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a. s.). Části speciálního zakládání pro toho sdružení zpracovala firma FG Consult, s. r. o., pod vedením doc. Ing. J. Masopusta. Na základě požadavků zhotovitele (Sdružení Most Lochkov – Strabag, a. s., Hochtief Construction AG, Max Bögl & Josef Krýsl, k. s.) bylo řešení mostu modifikováno; ortotropní mostovka byla nahrazena spráženou železobetonovou mostovkou, nosník proměnné výšky byl nahrazen nosníkem konstantní výšky a šik-

mé ocelové podpěry byly nahrazeny železobetonovými. Tyto, na první pohled pouze konstrukční změny, měly zásadní vliv na návrh založení mostní konstrukce. Změny se netýkaly pouze výrazného nárůstu vlastní hmotnosti mostu, ale výrazně se změnil i poměr tuhostí mezi hlavním nosníkem a šikmou podpěrou, tedy mezi stojkami a příčlím vzpěradlového rámu. V montážních stavech se jednalo až o řádovou změnu tuhostí (stavy bez desky mostovky). Pro bezpečný přenos reakcí musely být původně navrhované rovnoběžné samostatné lamely podzemních stěn nahrazeny únosnější krabicovou konstrukcí podzemních stěn. V průběhu zpracování RDS byly ze strany zhotovitele požadovány konstrukční úpravy, které vycházely z paralelně zpracovávané RDS firmou LAP Dresden (SRN). Jedním z jejích požadavků bylo i nahrazení krabicového základu pilotovým. Na kontrolním výpočtu bylo prokázáno, že se jedná o tuhostně a dimenzačně podhodnocené řešení. Zhotovitel ve snaze zlevnit výstavbu mostu navrhoval v průběhu zpracování RDS obdobně



Stavební jámy podpěr mostu na jižním svahu Lochkovského údolí

nevhodná konstrukční a technologická řešení z dokumentace zpracovávané firmou LAP Dresden. I přes snahu projektantů Sdružení RD Lochkov navrhnout moderní a spolehlivou konstrukci byly realizovány konstrukční detaily, které bohužel nebyly dány statickými požadavky mostní konstrukce, ale pouze ekonomickými hledisky. Po odevzdání konceptu RDS část – Nosná konstrukce v únoru roku 2008 nás zhotovitel vyzval k zpracování závěrů firmy LAP Dresden. S požadavkem jsme se nemohli ztotožnit, protože obsahoval některé odchylky od elementárních zásad stavební mechaniky. Za poněkud zvláštních okolností se dalšího zpracování RDS ujala firma SHP, s. r. o., která v průběhu našeho zpracování RDS působila jako kontrolní expert zhotovitele. Z dostupných informací o současném vývoji výstavby mostu je zřejmé, že očekávaných úspor nebylo dosaženo.

#### Popis nosné konstrukce mostu

Nosná konstrukce byla navržena jako rámová vzpěradlová ocelová jednokomorová, společná pro oba jízdní pásy SOKP, se spřaženou železobetonovou deskou mostovky. Nosná konstrukce má 5 polí o rozpětích 70,0 + 79,85 + 99,3 + 93,85 + 80,5 = 423,5 m a vodorovnou vzdálenost patek šikmých podpěr 157,1 m. Sklon šikmých podpěr je 57°. Konstrukce mostu je ve směrovém oblouku  $R = 747,5$  m. Stavební výška konstrukce je 5,035 m. Šířka mostní konstrukce je v základním profilu 35,20 m. Z důvodu napojení na MÚK Lochkov je na slivenecké straně nosná konstrukce rozšířena o 1,0 m vlevo a 0,7 m vpravo, tzn. na šířku 36,90 m. Základní výška komorového nosníku včetně desky mostovky činí v ose nosné konstrukce 4,80 m. Šířka komory hlavního nosníku je u dolního povrchu 11,0 m a u horního povrchu 14,0 m.

Konzoly železobetonové mostovky jsou podpírány v místech podélníků trubkovými vzpěrami.

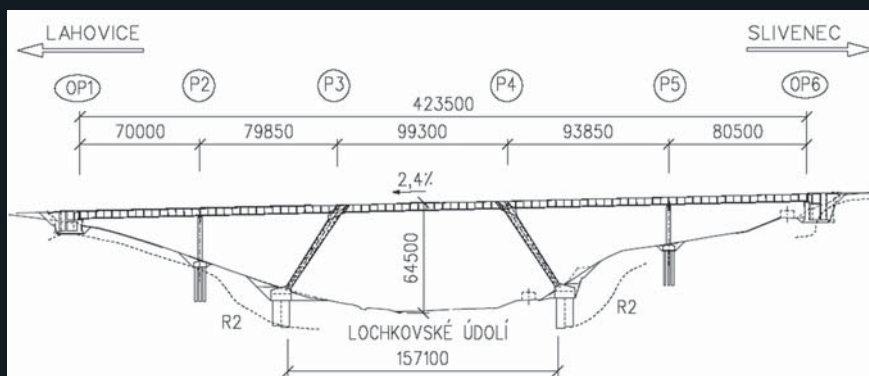
#### Geotechnické podmínky

Podmínky pro založení mostního objektu byly vzhledem k rozmanitosti geologických poměrů a obtížné přístupnosti území mimořádně složité (3. geotechnická kategorie dle ČSN P ENV 1997-1). Pokryvné útvary jsou tvořeny

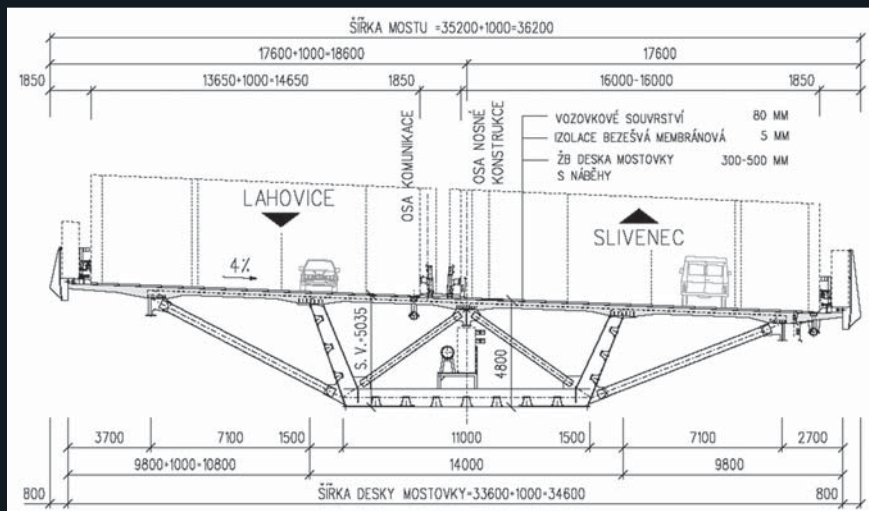
svahovými hlínami s polohami sutí. Skalní podloží je tvořeno vápenci souvrství pražského, vápnatými břidlicemi až vápenci souvrství požárského, vápnatými břidlicemi až vápenci souvrství kopaninského a lokálně se zde vyskytují ložní žíly výlevných hornin (diabasy). Souvrství se v dotčeném území zlomově střídají a sklon vrstev je proměnný. V rámci RDS byl proveden doplňkový geotechnický průzkum. Důvodem byly časté tektonické zlomy, které mohly být lokalizovány sondami v mezních vzdálenostech 8–10 m. Zdravou horninu R2 u podpěr P3 a P4 bylo možné očekávat až v hloubce cca 18–20 m.

#### Vliv tuhosti založení spodní stavby na návrh mostní konstrukce

S ohledem na rámové působení mostní konstrukce bylo velmi důležité správně vystihnout tuhost založení šikmých podpěr P3 a P4. Tuhost založení ovlivňovala zejména průběh ohybových momentů v rovině mostu  $M_y$ . U založení šikmých podpěr P3 a P4 bylo nutné vystihnout zejména natočení základu, způsobené normálovou silou a smykovou silou v rovině rámové konstrukce. Tuhost podpor byla odvozena z matice poddajnosti stanovené na samostatném 3D deskostěnovém modelu krabicového založení, kde byla modelována interakce hlubinného krabicového základu s okolní horninou.



Podélný řez mostní konstrukcí



Příčný řez mostní konstrukcí (rozšíření 1,0 m vlevo)

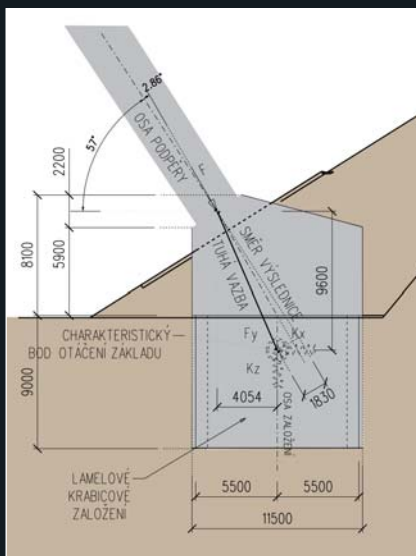
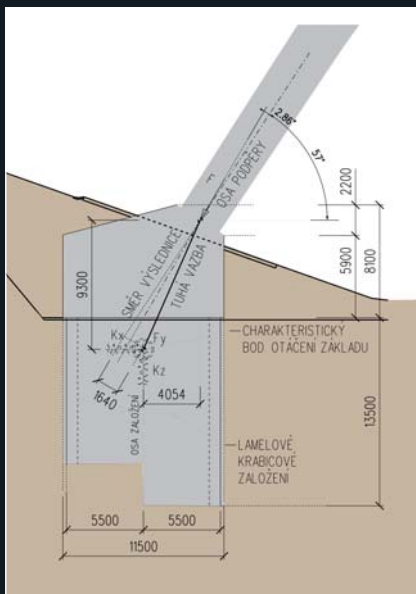


Schéma modelu ekvivalentního základu podpěry P3 a P4

Z matice poddajnosti v referenčním bodě (místo připojení šikmých podpěr k základu) vyplynulo, že výslednice sil (osové a smykové) působící na základ v patě šikmé podpěry výrazně ovlivňuje celkové natočení základu. Hodnota natočení základu byla tedy dána součtem účinku vodorovné síly  $R_x$ , svislé



Hloubení lamel krabicového založení podpěry P3

síly  $R_z$  a ohybového momentu v rovině rámu  $M_y$ . Poměr velikosti účinků od jednotkových impulsů na velikost pootočení základu byl:  $R_x : R_z : M_y \Leftrightarrow 10 : 5 : 2$ . Skutečný bod otáčení základu podpěr P3 a P4 byl pro každý lineární zatěžovací stav jiný a jeho souřadnice se výrazně odlišovaly, což bylo dáno excentricitou paty šikmých podpěr od místa přenosu zatížení do horniny (reakce na krabicové založení). Chování základu již tedy nebylo možné vystihnout pouze bodovým pružným podepřením v patě šikmých podpěr. Pro globální výpočetní model mostní konstrukce byl základ nahrazen tzv. tuhou vazbou, spojující patu šikmých podpěr s lineárněpružnou podporou, umístěnou do bodu otáčení základu tzv. charakteristického bodu. Poloha charakteristického bodu otáčení základu byla stanovena tak, aby při dominantním ohybovém momentu  $M_y$  bylo pootočení dáno tímto účinkem a při dominantním silovém účinku bylo pootočení dáno výslednicí sil  $R_x$  a  $R_z$ . Jednotlivé tuhosti ekvivalentního podepření byly stanoveny pro rozhodující kombinace vnitřních sil odpovídajících meznímu stavu použitelnosti a pro ně vypočtených

deformací, tzn. posunů a pootočení. Snahou tedy bylo, aby výsledné celkové deformace odpovídaly konečným deformacím základu, stanoveným superpozicí jednotlivých lineárních zatěžovacích stavů.

Ing. Martin Vlasák, SUDOP Praha, a. s., středisko 209 – mostů

### Bridge over the Lochkov Valley – impact of substructure foundation stiffness on a bridge structure design

Stretching to the length of 65m over a valley, with the width of 35m and strut-frame span of 157m, the bridge over the Lochkov Valley lists among extraordinary bridge structures not only within the Prague City Ring. The project of foundation of inclined struts in rather demanding geotechnical conditions became one of the most complicated constructional details. It was carried out using the most up-to-date computing methods.

Hodnoty tuhosti ekvivalentního podepření podpěr P3 a P4 v globálním výpočetním modelu			
Směr podepření podpěry	Podpěra P3	Podpěra P4	Jednotky
podélný vodorovný X	10 000	10 000	MN.m <sup>-1</sup>
příčný vodorovný Y	5000	5000	MN.m <sup>-1</sup>
svislý Z	15 000	15 000	MN.m <sup>-1</sup>
příčný ohybový okolo osy X	650 000	600 000	MNm.rad <sup>-1</sup>
příčný ohybový okolo osy Y	450 000	450 000	MNm.rad <sup>-1</sup>
vodorovný okolo osy Z	700 000	550 000	MNm.rad <sup>-1</sup>





Lochkovské údolí překlenuté ocelovou konstrukcí mostu provizorně podepřenou na svislých žb. bárkách

## STATIKA KRABICOVÝCH ZÁKLADŮ ŠIKMÝCH PODPĚR MOSTU PŘES ÚDOLÍ LOCHKOVSKÉHO POTOKA

Článek informuje o založení šikmých podpěr mostu přes Lochkovské údolí. Zaměřuje se na statické řešení ‚krabicových‘ základů, které zde byly použity. Poukazuje na souvislost mezi tuhostí základu a jeho zatížením. Proto návrh probíhal v několika postupných krocích, kdy statik mostu upřesňoval zatížení základu v závislosti na jeho tuhosti.

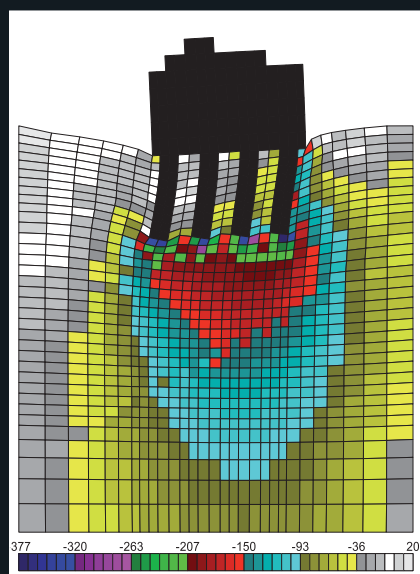
Most je součástí silničního okruhu kolem Prahy a svými rozměry, zejména výškou, je ojedinělý. Založení šikmých podpěr je výjimečné, šikmé zatížení zde dosahuje až 102 MN. Podpěra je se základem monoliticky spojena a vnáší do něj i prostorové otáčivé účinky, až 262 MNm.

Podloží základů tvoří skalní a poloskalní horniny třídy R5 až R2. Šikmé vrstvy mají u pilíře P4 sklon asi 30° od vodorovné, u pilíře P3 asi 25°. Vrstvy patří do Kopaninského souvrství siluru a zhruba kopírují tvar údolí. Podpěry mají směr blízky kolmici k vrstvám. Poloha

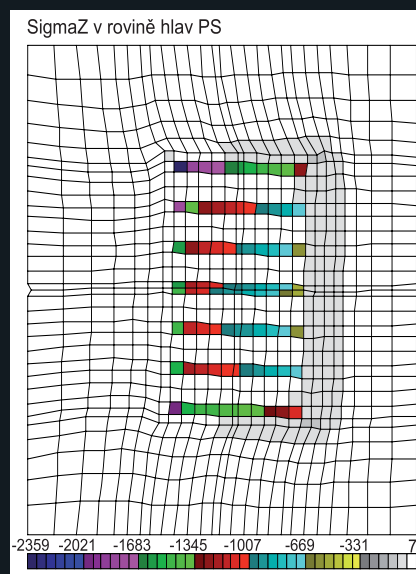
vrstev podloží vůči základu je zobrazena i na obr. 6, kde jsou také zapsány tuhostní parametry  $E\mu$  pro jednotlivé vrstvy podloží základu opěry P3.

### Volba způsobu založení

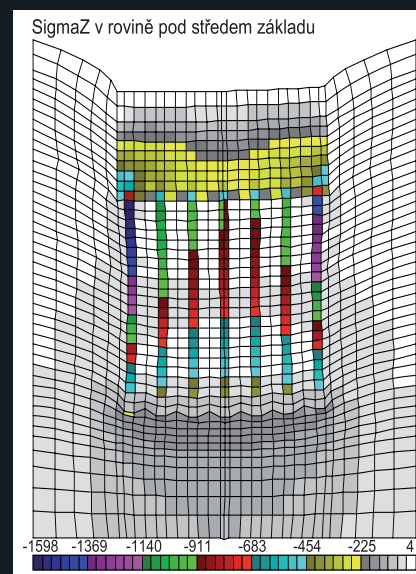
V úvahu přicházely především podzemní stěny. Byl modelován i pilotový základ, ale ukázal se jako příliš měkký viz obr. 1. Podzemní stěny nabízejí více půdorysných uspořádání. Nejprve byla řešena sedmice žebor rovnoběžných s osou mostu a spojených v hlavách mohutným trámem, který je společný



Obr. 1: Řez krajní řadou pilot, napětí  $\Sigma\sigma_z$ , deformace zvětšeny 200x



Obr. 2, 3: Výňatek z modelu založení na sedmi žebrech podzemních stěn



všem variantám, viz obr. 2 a 3. Druhou variantou byla krabice konstrukce, která se ukázala jako výhodnější. Tyto výpočty proběhly v roce 2002.

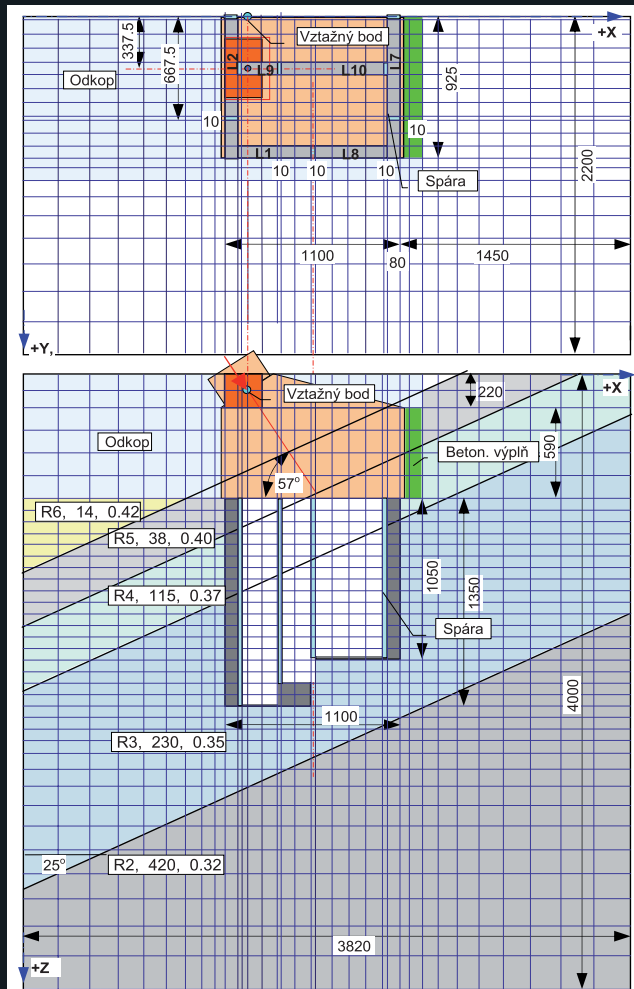
V konceptu „7 žeber“ jejich spolupůsobení zajišťuje jen trám v hlavách a hornina mezi nimi. Verze „krabice“ uzavírá celý blok, ztužený dvěma žebry (obr. 4, 5). Podzemní stěny jsou tl. 80 cm a tvoří 12 lamel různé hloubky, ve snaze kopírovat sklon vrstev. Monolit krabice je oslaben svislými sparami mezi lamelami, viz obr. 4. Rohové lamely zůstávají monolitické. Uspořádání lamel v základu je na obr. 5, kde je vidět i proměnná hloubka dna lamel 10 a 12.

**Statická funkce základu**

Základ přebírá soustředěně namáhání horní stavbou a svým povrchem jej do podloží přenáší v přijatelně nízkém napětí. Deformace v kontaktu „horní stavba – základ“ jsou omezeny požadavky horní stavby. Všechny části základu musí vyhovět příslušnému namáhání. Statika základu tak řeší dvě části: vlastní konstrukci základu a oblast podloží, omezující hranicí, kde jsou již změny nepodstatné. Obě části se řádově liší tuhostí materiálu, vyjádřenou např. modulem pružnosti. Zde např. je beton 50× až 500× tužší než horniny R2 až R5. Obě části tvoří nosný celek, zatížený podpěrou, spojenou se základem. Pak deformace základu mají vliv i na zatížení základu, které závisí na tuhosti základu. Bylo proto třeba spolupráce se statikem mostu; tuhost a zatížení se zpřesňovaly v několika cyklech.

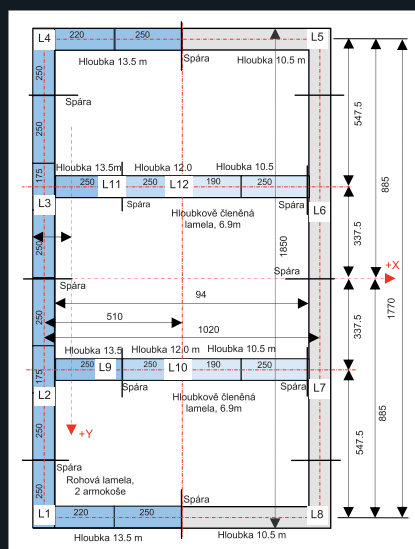
**Matematický 3D model a jeho řešení**

Předešlé úvahy lze převést do statického schématu (modelu) a vyčíslit deformace a namáhání sledovaných částí, základu i podloží, v závislosti na hledaném tvaru základu. Model, jako vyčíslitelná představa, vychází z geometrických a fyzikálních vztahů a používá vhodné zjednodušující předpoklady. V daném případě by např. bylo přílišné zjednodušení užít model 2D, nenajdeme směr, ve kterém by tvar a zatížení byly zhruba konstantní (pak by stačilo řešit rovinu na něj kolmo). Prostorovost základu je tu nápadná již na první pohled. Zjednodušení podřízené danému účelu je základní myšlenkou každého modelu. Nadměrná složitost vede až k modelu nepoužitelnému.



Obr. 6: Půdorys a řez 3D modelem základu šikmé opěry. Zobrazeny jsou: tvar základu a podloží, třída a tuhost šikmých vrstev, členění modelu na konečné prvky.

Daný model zjednodušeně předpokládá lineární vztah mezi napětím a přetvořením. Pro betonové části je to předpoklad běžný. Pro poloskalní a skalní horniny podloží je přijatelný, napětí i přetvoření tu bude malé. Zjednodušením je i náhrada spar mezi lamelami. Podzemní stěny

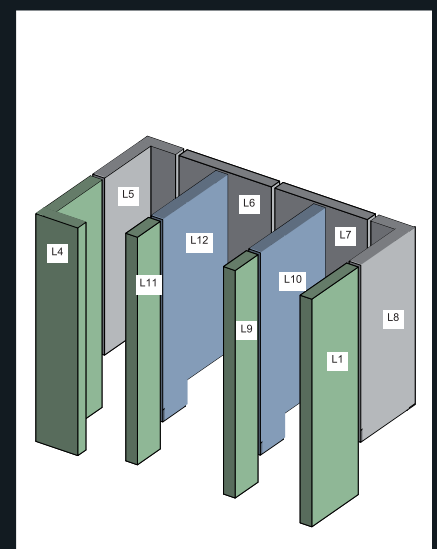


Obr. 4: Půdorys a lamelizace podzemních stěn

tvoří ve sparách určitý zámek typu „pero a drážka“, který ale málo brání ohybu či svislému pohybu lamel proti sobě. Brání jen pohybu kolmo k rovině lamel. Model spáru nahrazuje měkkým materiálem s modulem pružnosti 200 MPa, tedy asi 100× měkkším, než je beton lamel. Modelová spára má šíři 10 cm. Model základu P3 (obr. 6) využívá symetrii a zobrazuje blok podloží délky 38,2 m ve směru „X“, šíře 44 m a hloubky 40 m. Horní podstava jde vrcholem železobetonového bloku o výšce 8,1 m. Dolní podstava modelu sahá 18 m pod nejhlubší lamelu. Model je členěn na 38 vrstev, v každé 21×34 prvků, je tedy složen ze 27132 kvádrů a má 75110° volnosti – složek posunů ve vrcholech jednotlivých kvádrů. Posuny zjistíme řešením podmínek rovnováhy – soustavou rovnic o 75110 neznámých. Model byl řešen programem „Full3D“, který byl vyvinut jako součást textového kalkulátoru „Texcalc“ v roce 1997 a od té doby je používán pro řešení 3D modelů náročných základových konstrukcí. Program sestavuje matici tuhostí modelu (konečné prvky jsou kvádry) a řeší soustavu rovnic rovnováhy v uzlech modelu. Pak spočte všechny složky napětí každého prvku.

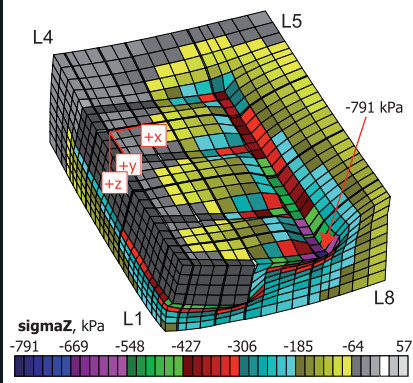
**Zobrazení výsledků**

Metoda konečných prvků dává podrobný popis deformace a napjatosti každého prvku. Uzel má 3 složky deformace (posunu), prvek 6 složek napětí. Takové množství výsledných dat není vnímatelné. Proto je

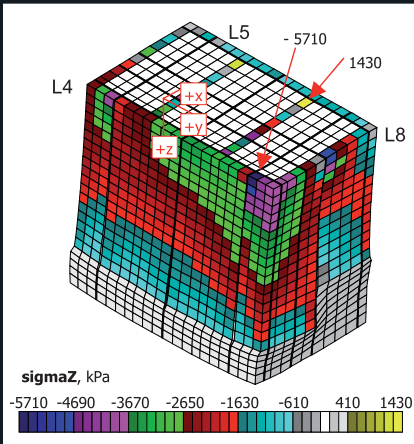


Obr. 5: Krabice uspořádání základu z podzemních stěn a číslování lamel. Lamely 2, 3 nejsou kresleny, L1 jen z části.

Největší svivlý tlak v podloží, pata lamely L8, skupina 'Mezní únosnost', kombinace 8



Obr. 7: Ukázka průběhu napětí v podloží základu



Obr. 8: Ukázka průběhu napětí v PS základu

nejprve nutno vybrat jen oblasti, které nás zajímají a pak je zobrazit buď tabelárně, nebo graficky. Tabulkou lze zobrazit jen rovinné oblasti (řezu), graficky je možno zobrazit povrch 3D oblasti a využít barev k odlišení velikosti zobrazených hodnot. Obojí postup byl zde použit, ukázky axon. grafiky jsou na obr. 7 a 8.

### Závěr

Základy P3, P4 byly podrobně posouzeny jak po stránce tuhosti, tak i pevnosti. Deformace vztažného bodu byly vyčísleny pro 6 skupin zatížení, v každé skupině pro 12 zatěžovacích kombinací. Největší výsledný posun vztažného bodu byl spočten 12,32 mm u P3 a 11,44 mm u P4. Napětí bylo počítáno v betonu lamel ze zatěžovacích skupin „Celkové zatížení“ a „Montážní zatížení lamely“ po 3 zatěžovacích kombinacích. V podloží pak bylo počítáno ze skupin „Mez únosnosti“, „Montážní zatížení“, a to rovněž po 3 kombinacích. Stojí za zmínku, že velkému objemu modelových výpočtů pro závěrečné posouzení (pro dokument „Statický výpočet“) vždy předchází násobně větší objem výpočtů při hledání rozměrů navrhované konstrukce a případně při hledání koncepce založení, jako tomu bylo v daném případě.

Je snad zřejmé, že výpočty tu nejsou samoúčelné. Jedná se spíše o jedinou metodu, jak

se při velkých rozměrech, hmotách a silách dobrat rozumného a bezpečného návrhu.

Ing. Petr Hurych, FG Consult, s. r. o.

### Literatura:

**Bittnar – Šejnoha:** Numerické metody mechaniky, ČVUT 1992.

**Hurych:** Modely hlubokých základů pro mostní pilíře, časopis Zakládání staveb 1/2006.

**Kolář – Němec – Kanický:** Principy a praxe metody konečných prvků, Comp. press 1997.

**Kolář – Němec:** Modelling of Soli-Structure Interaction, ACADEMIA 1989.

### Statics of box-like foundations of inclined struts of the bridge over the Lochkov Stream Valley

This article deals with foundation of inclined struts of the bridge built over the Lochkov Stream Valley.

It mainly focuses on static design of „box-like“ foundations used here. The text refers to interconnection between foundation stiffness and its load.

That was why this project was carried out step by step and the bridge statics engineer specified foundation load depending upon its stiffness.

# iMateriály

Internetový portál pro odbornou stavební veřejnost. Přináší aktuální informace o stavebních materiálech a výrobcích a způsobech jejich použití; upozorňuje na poruchy vzniklé chybnou volbou technologie či nesprávným postupem; publikuje průzkumy stavebních materiálů.

[www.imaterialy.cz](http://www.imaterialy.cz)





Stavební práce na třídě Milady Horákové, stavba č. 0080, pohled od Špejcharu na západ

## MĚSTSKÝ OKRUH – STAVBA Č. 0080 PRAŠNÝ MOST–ŠPEJCHAR – SOUBĚH VÝZNAMNÝCH DOPRAVNÍCH STAVEB

*Stavba č. 0080 městského okruhu je z projekčního i realizačního hlediska náročná tím, že na ní dochází k souběhu několika dopravních staveb celopražského významu. Stavbou je dotčena trať ČD, stanice metra A Hradčanská, tramvajová trať a významná dopravní tepna – ulice Milady Horákové. Vzhledem k požadavku dotčených úřadů, např. na zkrácení postupů výstavby (ČD, tramvajové trati, přeložek sítí), je během výstavby stále nutné měnit její postupy. Pro zhotovitele i projektanta to přináší řadu těžkostí, kdy stavba nepokračuje plynule ve své linii, ale je nutno střídatě pracovat na několika pracovištích. Stejně jako stavba č. 0079, o níž jsme psali v minulém čísle, je i tato stavba tvořena hloubeným tunelem budovaným v podzemních stěnách, jehož výstavba probíhá v otevřené stavební jámě.*

**S**taveniště se nachází na katastrálním území Dejvice a Hradčany v obvodu památkové zóny „Dejvice, Bubeneč, horní Holešovice“, částečně v ochranném pásmu metra a kolejí ČD. Stavba tunelového úseku v délce 659,4 m je vedena v městské části Prahy 6 pod ulicí Milady Horákové, mezi křižovatkami Prašný most a Špejchar. Stavba je v celé své délce tvořena hloubeným tunelem v podzemních stěnách v otevřené stavební jámě (viz časopis Zakládání 1/2009). Stavba č. 0080 navazuje na západě na stavbu č. 9515 Myslbekova–Prašný most a na východě na hloubené tunely stavby č. 0079 Špejchar–Pelc-Tyrolka. Ze severního tunelu MO odbočuje výjezdová rampa č. 1, jejíž podzemní část dispozičně i konstrukčně těsně souvisí s řešením severního tunelu. Rampa č. 2 (výjezdová) se připojuje k jižnímu tunelu MO. V úseku od Prašného mostu až po zaústění ramp jsou tunely navrženy jako dvoupruhové, ve zbývajících částech pak jako třípruhové.

### Souběh významných dopravních staveb

V celém úseku stavby č. 0080 dochází k souběhu několika dopravních staveb celopražského významu (trať ČD, trasa metra A, tramvajová trať, městská komunikace Milady Horákové). Tím je dána i náročnost technického řešení se zohledněním takových postupů výstavby, aby byl zásah do stávajících dopravních spojení co nejmenší. Trasa je umístěna převážně v prostoru třídy Milady Horákové, která je v podstatě jedinou propojovací trasou mezi východní a západní částí města v celém jeho severním segmentu. Pro zkrácení povrchových záborů na minimum bylo v celé délce úseku využito technologie hloubených tunelů s čelním odtěhováním pod ochranou trvalých nosných konstrukcí stropů a podzemních stěn. **Značná prostorová stísněnost** vyvolala i velmi redukováný způsob zajištění předvýkopů pro realizaci podzemních stěn a betonáž stropu tunelu – záporové kon-

strukce zajištění stavební jámy těsně navazují na podzemní stěny. Pro místa s extrémně stísněnými prostorovými podmínkami je v záloze připraveno i řešení s vertikálně odkloněnými záporovými stěnami, které však zatím nemuselo být využito.

V prostoru stanice metra Hradčanská, kde jsou navrženy dva třípruhové tunely, je situace nejsložitější. Tyto tunely jsou zde sevřeny tratí ČD Praha–Chomutov a větrací šachtou hlavního větrání stanice metra Hradčanská na severní straně a objekty stanice metra Hradčanská, tj. podchodem, vestibulem a eskalátorovým tunelem, na jihu. Realizace tunelů je zde možná pouze za předpokladu ubourání části podchodu metra pro období výstavby s tím, že po vybudování silničních tunelů se podchod v původním rozsahu obnoví.

V rámci stavby městského silničního okruhu je navržen i **nový podchod pod trať ČD** jako

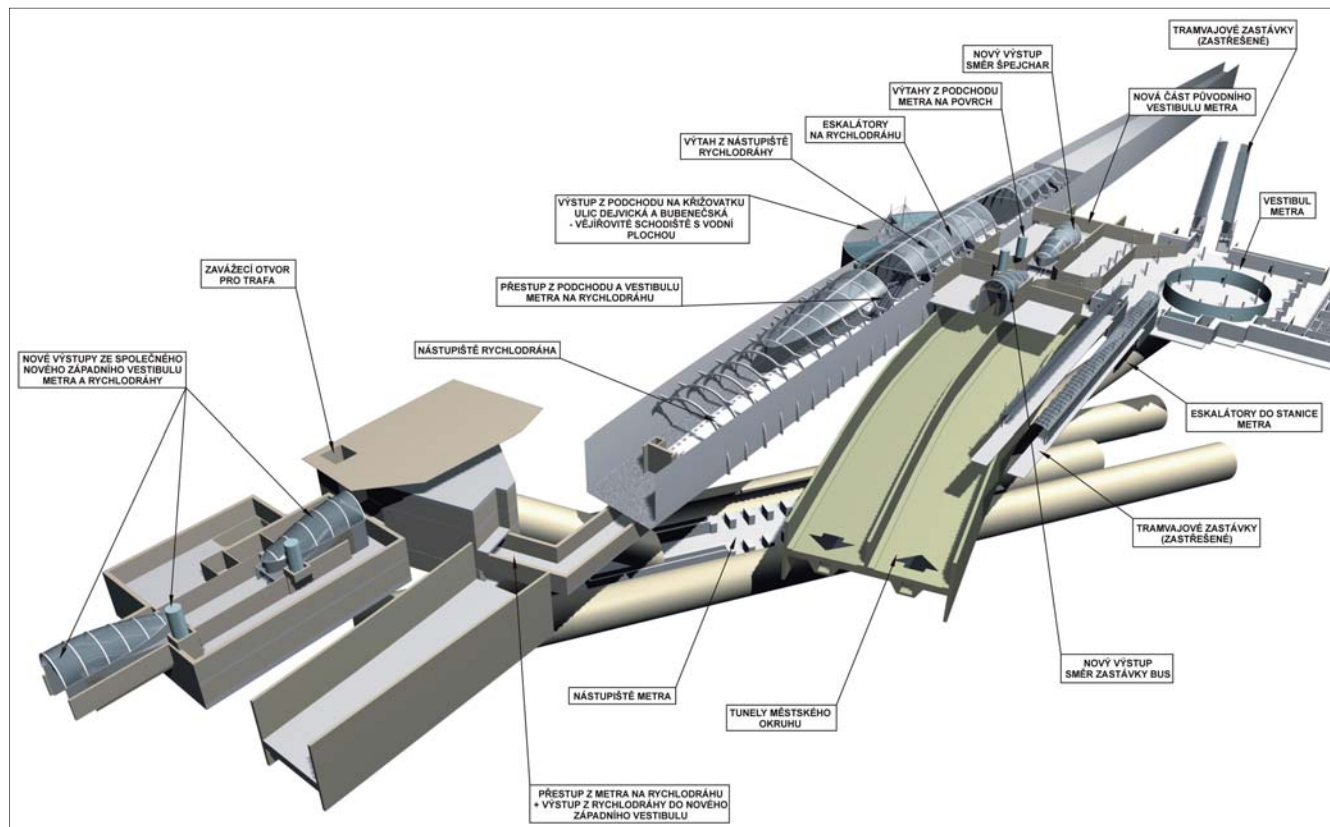


náhrada za současný nekapacitní, k jehož demolici dojde vlivem výstavby MO. Veškeré práce, které je nutno provádět v prostoru tratě ČD, jsou vždy kumulovány do krátkodobých výluk tratě včetně realizace mostních provizorií.

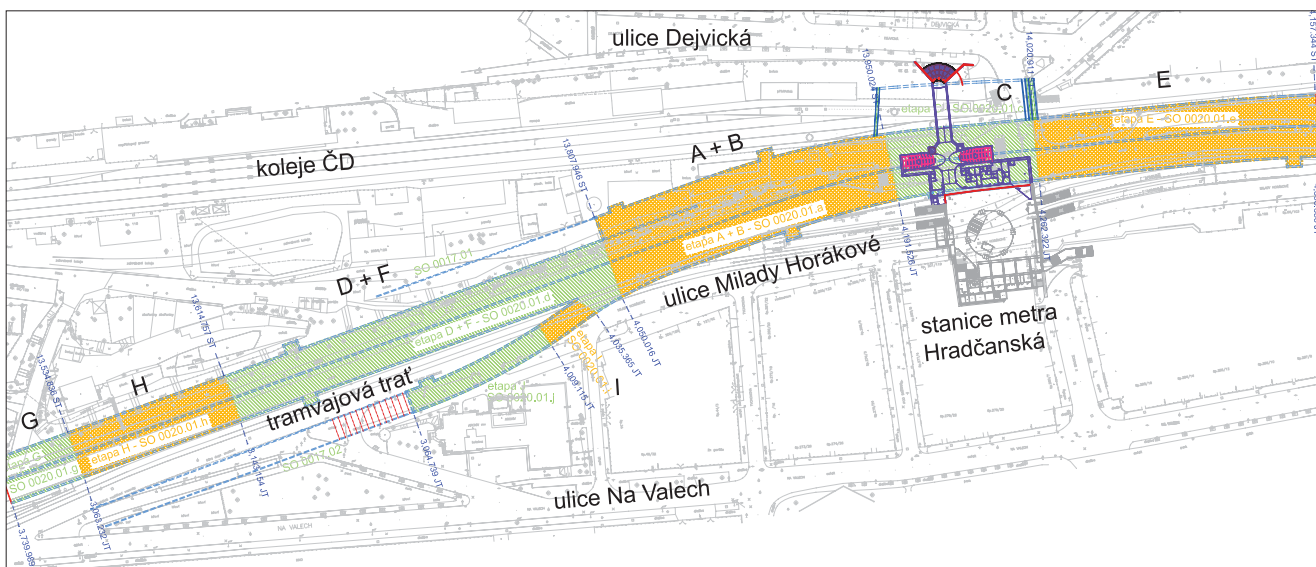
Pro možnost výhledové realizace **podzemní stanice Dejvice–Hradčanská rychlodráhy**

Masarykovo nádraží – Letiště Praha – Kladno, která se nalézá v těsném sousedství tunelů MO na severní straně, jsou v rámci této stavby navrženy předstihové objekty, umožňující pozdější výstavbu stanice rychlodráhy bez zásahů do důležitých inženýrských sítí, které budou přeloženy již v rámci stavby MO. Přes budoucí stavební

jámu stanice rychlodráhy tak budou jako mostní konstrukce provedeny přeložky kanalizace a ostatních trubních i kabelových sítí. V předstihu bude nutné provést i část obvodových konstrukčních podzemních stěn severní stěny budoucí stanice rychlodráhy. Stejně tak i nový podchod z vestibulu metra pod tratí ČD je navržen



Prostorové schéma budoucího umístění nadzemních a podzemních objektů v oblasti stanice metra Hradčanská



Situace stavby č. 0080 Pražský most-Špejchar s vyznačením jednotlivých dilatací.

jako mostní konstrukce přes budoucí stavební jámu. O prostorové stísněnosti území svědčí i skutečnost, že severní obvodová stěna tunelů MO bude v délce cca 200 m společná se stanicí rychlodráhy. Tunely městského okruhu procházejí nadložími **eskalátorového tunelu** ze stanice metra v místě blízko jeho zaústění do vestibulu metra. Tyto dvě stavby se kříží pod ostrým úhlem, přičemž eskalátorový tunel je zároveň ve sklonu 30°. V linii každé podzemní stěny se tedy nacházejí konstrukce eskalátorového tunelu v jiné výšce. Ve 3D modelu bylo proto nutno stanovit

úroveň paty jednotlivých lamel podzemních stěn tak, aby byla zachována bezpečnost konstrukce eskalátorového tunelu při hloubení lamel podzemních stěn. Zároveň i úroveň základové spáry rozpěrné desky tunelu se přibližuje ke klenbě eskalátorového tunelu. I proto je v rámci geomonitoringu navrženo rozsáhlé geodetické sledování všech dotčených konstrukcí metra. Jedná se především o konvergenční měření na pěti příčných profilech v eskalátorovém tunelu a na čtyřech příčných profilech ve vlastní stanici metra, dále o geodetické sledování na 30 bodech osazených na konstrukcích

vestibulu metra a o geodetické sledování na čtyřech bodech na větracím objektu metra. Tato měření by měla zajistit bezpečnost konstrukcí a především provozu metra po celou dobu výstavby. Stavební práce v prostoru okolí objektů metra jsou také komplikovány **výskyty „neidentifikovatelných“ betonových konstrukcí**, které zde v podzemí zůstaly pravděpodobně po předchozí stavební činnosti. Mnohdy bylo nutno operativně upravovat projektové řešení, a to především prvků zajištění stavební jámy, a zároveň složitě prověřovat, zdali je možno nalezené betonové prvky demolovat.



Budování podzemních stěn na jižní a střední části budoucích tunelů

## Dopravní a časová omezení – důsledky pro stavbu

S postupným budováním stavby a s postupným převáděním povrchové dopravy na již zasypané konstrukce tunelů MO jsou a ještě budou v celém úseku stavby č. 0080 prováděna výrazná dopravní opatření.

Vzhledem k požadavku dotčených úřadů a především magistrátu na zkrácení postupů výstavby (ČD na zkrácení výluky kladenské dráhy, magistrátu na zkrácení tramvajové výluky a její časové umístění mimo nejvíce exponované dopravní období) a aktuální realizaci přeložek inženýrských sítí je během výstavby stále nutné měnit její postupy. Z toho plyne rozdělení stavby č. 0080 na jednotlivé podobobjekty, které tyto požadavky odrážejí (dilatace A, B, C, D, E, G, H). Pro zhotovitele i projektanta to však přináší řadu těžkostí, kdy stavba nepokračuje plynule ve své linii, ale je nutno střídavě pracovat na několika pracovištích. To komplikuje postupy prací především při provádění podzemních stěn při řešení návaznosti jednotlivých lamel, kdy zámky styku lamel mají být řešeny jako vodonepropustné.

Například v rozsahu části dilatace D (foto – lavice ze stříkaného betonu) byla stavební jáma z časových důvodů podélně rozdělena – podél stávající tramvajové trati byla provizorně provedena až na hranici průjezdného profilu (při zachování bezpečného provozu tramvají) ještě před úplnou výlukou tramvajové trati. Tato provizorní stěna stavební jámy byla podél tramvajového tělesa zajištěna hřebíkováním svahem a stříkaným betonem. V této části staveniště tak bylo možné pracovat na podzemních stěnách severní a středové stěny tunelů i na stěnách výjezdové rampy. V rámci projektu organizace výstavby (POV) stavby se podařilo rozčlenit stavbu v prostoru a čase tak, že na celém úseku stavby č. 0080 mohla být použita betonáž stropní desky tunelů, aniž by bylo nutné provádět podélnou pracovní spáru v oblasti středové podzemní stěny tunelů. Odpadla tak spousta problémů se stykáním výztuže a složitými detaily těsnění této spáry. Rychlému postupu výstavby bránily a stále brání i problémy s výkupu některých pozemků. Z důvodů zpoždění výkupu pozemků Kovošrotu bylo nutné provést další dílčí rozdělení stavební



Ražená štola pro přeložení kanalizace pod ještě nevykoupěnými pozemky budoucích tunelů



Pohled od stavby č. 0080 k Letné a navazujícímu úseku stavby č. 0079, kde probíhá těžba podzemních stěn frézou, vlevo dekantační zařízení

jámy s tím, že se provedl výkop v maximálním možném rozsahu, ale nebylo možné provádět stropní desku až do rozšíření výkopu, dokud nebyly pozemky vykoupeny. Obdobně s pozemky Stavebnin – zde byl a je problém s realizací podzemních stěn a přeložky kanalizace, která bude v tomto místě tvořit „mostní“ konstrukci, která po vyhloubení stavební jámy podzemní stanice rychlodráhy Praha–Kladno bude tuto jámu překračovat a v definitivním stavu bude i zakomponována do interiéru stanice. Původně měla být přeložka provedena v otevřeném výkopu, následně se zpracovával projekt na protlak, aby nakonec část přeložky pod ještě nevykoupěnými pozemky byla realizována v ražené štole.

## Geologické prostředí

Z hlediska geologických poměrů je celý projektovaný úsek hloubených tunelů stavby č. 0800 veden v pokryvných útvarech. V nejsvrchnějším patře se v celém území nacházejí navážky

proměnlivé mocnosti a charakteru. Pod nimi se nachází souvislá vrstva eolických sedimentů (spraše a sprašové hlíny) o mocnosti 6 až 14 m, kterou překrývají deluviální a fluviální sedimenty. Deluviální sedimenty (svahové hlíny a sutě) se vyskytují na začátku trasy od km 3,740 do 4,010. Maximální mocnosti až 13,0 m dosahují na začátku úseku. Fluviální sedimenty dejvické terasy (písky a štěrky, resp. silně hlinitý středně zrnitý písek přecházející do písčitého jílu) svým plošným rozšířením představují nejhojněji zastoupené zeminy pokryvných útvarů v tomto území. Průměrná mocnost těchto sedimentů je obvykle 8–10 m. Dle dodatečných geologických vrtů se ale v části úseku Hradčanská tyto vrstvy vůbec nevyskytují. To má výrazný vliv na návrh hloubky paty podzemních stěn. Skalní podloží ordovického stáří je tvořeno prachovitými, písčitymi až drobovými břidlicemi a vzhledem k terénu se nachází v proměnlivých hloubkách od 31 do 18 m.



Osazování armokoše podzemní stěny do vyhloubené rýhy

**Návrh podzemních stěn tunelů**

Rozhodujícím faktorem pro návrh konstrukcí bylo stanovení únosnosti lamel podzemních stěn, protože v převážné délce úseku je skalní podloží ve značné hloubce a zahloubení paty podzemních stěn až do tohoto skalního podloží by bylo nákladné. Uvažovalo se tedy o ukončení podzemních stěn ve vrstvách terasových sedimentů (písky a štěrky). Bohužel dodatečný geologický průzkum ukázal, že vrstvy sedimentů jsou značně horší kvality, než se původně ukazovalo. Především téměř zcela absentovala vrstva štěrku, místo ní se vyskytují především silně hlinité písky či svaňové hlíny. Proto bylo rozhodnuto o provedení statické zatěžovací zkoušky zkušební lamely podzemní stěny přímo v prostoru staveniště. Účelem bylo stanovení osově tlakové únosnosti lamely vetknuté do kvartérních sedimentů dejvické terasy tak, aby těchto výsledků mohlo být využito při návrhu a statickém posouzení střední stěny tunelu, tvořené paralelními podzemními stěnami. Tato střední stěna tunelu bude v definitivním stadiu oboustranně obnažena až do úrovně počvy obou tunelů a bude přenášet značné vislé zatížení ze zasypané stropní desky tunelů.

Statická zatěžovací zkouška typu MLT byla navržena s postupně rostoucím zatížením s odlehčovacím stupni pro maximální zkušební sílu o velikosti  $P_z = 12,0$  MN; celkem bylo provedeno osm zatěžovacích stupňů a čtyři odlehčovací. Celkově lze konstatovat, že průběh statické zatěžovací zkoušky lamely byl standardní („normální“), bez jakýchkoliv anomálií, což je dokumentováno zejména na „hladkém“ a plynulém průběhu mezní zatěžovací křivky. Naměřené velikosti sedání pro jednotlivé zatěžovací stupně (zejména pak pro ty nejvyšší) ukazují „překvapivě“ na poměrně vysokou únosnost lamely PS v základové půdě výrazně nižší kvality (z hlediska jejího makroskopického popisu při těžbě), než bylo v projektu předpokládáno. Výsledky zatěžovací zkoušky tak alespoň částečně rozptýlily obavy, které se vyskytly po provedení dodatečného geologického průzkumu. Pro zdárný návrh konstrukcí ale bylo nutno tyto výsledky promítnout i do výpočtového modelu. Byla řešena dvoudimenzionální úloha za stavu rovinné deformace. Horninové prostředí bylo uvažováno jako nehomogenní, izotropní a pružně-plastické s plochami plasticity dle Mohr-Coulomba. Nosné konstrukce tunelů jsou modelovány

jako pružné nosníkové prvky odpovídající tuhosti a materiálovým vlastnostem. Na kontaktu se zeminami jsou použity vhodné parametry kontaktních prvků. Parametry zeminového prostředí v okolí lamel byly odlaďeny na výpočtech modelujících průběh zatěžovací zkoušky zkušební lamely podzemní stěny. Nedosáhlo se sice úplné shody mezi mezní zatěžovací křivkou ze zkoušky a při výpočtu, ale v očekávaném oboru zatížení byla dosažena vyhovující shoda jak v deformaci lamely, tak i v poměru únosnosti na plášti (75 %) a na patě (25 %) lamely. Pro ověření předpokladů výpočtů při chování skutečné konstrukce jsou do konstrukcí tunelů osazovány měřicí body. Sledovány budou především deformace a napětí v podzemních stěnách od okamžiku zabetonování stropní desky tunelu přes provádění zásypů nad tunely až po vyražení profilů tunelů a provedení spodní desky vozovky. Pro případnou nutnost sanace základové půdy injektážemi v oblasti paty podzemních stěn jsou do lamel osazeny plastové průchodky.

*Ing. Josef Kuňák, Metroprojekt, a. s.*

*Foto: Libor Štěrba a autor*

## REALIZACE STAVBY Č. 0080 PRAŠNÝ MOST – ŠPEJCHAR

Rok 2008 a první čtvrtletí roku 2009 byly na stavbě č. 0080 Prašný most–Špejchar ve znamení legislativních překážek, které blokovaly rozběh stavebních prací. Až začátkem dubna 2009 bylo možné přeložit kabelové sítě a odstranit stavbu „Kovošrotu“. V období prosince 2008 až března 2009 bylo v omezeném tempu provedeno zajištění stavební jámy v dilataci A, B a částečně D. Během provozování tramvajové tratě byla jižní stěna jámy u ul. Milady Horákové zajištěna hřebíkováním a stříkanými betony a v další etapě pak záporovým pažením kotveným v jedné nebo dvou výškových úrovních. V současné době (srpen 2009) je dokončeno záporové pažení na výše uvedených dilatacích A, B, D a H, což je 70 % celkového rozsahu stavby č. 0080. Dokončení dilatací C, E a G je plánováno na konec září 2009. Z celkového plánovaného rozsahu prací speciálního zakládání bude na stavbě č. 0080 do konce srpna dokončeno asi 60 %.

**Podzemní stěny, dilatace D**

Po zhotovení záporového pažení v jednotlivých úsecích stavby č. 0080 se bezprostředně navázalo s budováním podzemních stěn tl. 800 mm. V současné době jsou podzemní stěny budovány v nejdelší dilataci D v délce 200 m. Ta je členěna na úseky D7 až D1 (7 x dl. 28,8 m) a speciální D8 s propojením na výjezdovou rampu č. 1 a vjezdovou č. 2. Standardní dilatace D dl. 28,8 m má

severní (k nádraží Dejvice), střední a jižní stěny budoucích tunelových tubusů. Každá stěna je provedena z lamel dl. 2,5 až 7,2 m s proměnlivou hloubkou 16,5 až 23,5 m. Do každé lamely pažené jílocementovou směsí je osazen armokoš o hmotnosti až 20 t, který je svařován na ploše cca 10 x 25 m. Pro plynulost výstavby je třeba zajistit čtyři až šest takových ploch, vč. stabilních betonových ploch pro převoz armokoše do vyhloubené lamely. Následně je zahájena betonáž 80 až 150 m<sup>3</sup> od paty lamely v hl. 16,5 až 23,5 m za současného odčerpávání 80 až 150 m<sup>3</sup> pažic jílocementové směsi. Pro minimalizaci zatížení životního prostředí je do strojní sestavy odčerpávání jílocementové směsi osazeno dekantační zařízení, které zajišťuje separaci jednotlivých složek směsi a opětovné použití recyklátu.

Omezit dopad stavební činnosti na životní prostředí, patří k firemním kulturám všech účastníků výstavby, proto byly vybudovány pracovní plochy z betonu nebo asfaltu. V průběhu srpna bude současný systém čištění veřejných komunikací doplněn i o myčku nákladních automobilů v rámci zařízení staveniště. Realizace je v plném proudu i v dilataci C, v místě vestibulu metra stanice Hradčanská. Práce naplánované do období výluky Českých drah od 18. 5. do 30. 7. 2009 byly úspěšně dokončeny. Do konce srpna by zde mělo být dokončeno záporové pažení a v 2. dekádě září zahájena realizace podzemních stěn.

**Stropní desky tunelů**

Po provedení betonáže podzemních stěn je v úrovni odbouraných korun povrch dna stavební jámy ztuhnut a připraven k armování a betonování stropní desky. Ty mají oproti původnímu návrhu zvýšenou tloušťku 1250 mm a vyšší stupeň vyztužení. Důvodem této změny je nově vydaný soubor norem pro navrhování betonových konstrukcí (Eurocode) ČSN EN 1990-1992, tj. nový způsob posuzování smršťování, resp. šířky trhlin. Stropní desky A1, B1, B2 a D6 jsou již vybetonovány jako spojité o dvou polích; do konce srpna 2009 je plánovaná betonáž desek A2 a D5. Po ukončení ražeb a odfrézování pohledových částí podzemních stěn bude tubus tunelu doplněn spodní rozpěrnou železobetonovou deskou s technickým tunelem pod vozovkou. Celá konstrukce je realizována bez membránové izolace z vodonepropustného betonu s dotěšňovacími prvky do pracovních dilatačních spár konstrukce ostění tunelu. Stropní deska je po dosažení požadovaných parametrů zpětně zasypana vhodnou zeminou s vápennou stabilizací. Umožněny jsou tak finální úpravy terénu, zpětné provozování povrchové dopravy a snížení dopadu na obyvatele dotčené lokality. Odtěžení vlastního profilu jižní i severní tunelové trouby je již realizováno v podzemí s minimálním vlivem hluku a prašnosti na okolí.



Stavební práce na dilataci D, pohled směrem ke stanici Hradčanská

#### Výhled dalších stavebních činností

Pro zajištění plynulého postupu prací bude plán organizace výstavby připravován ve 14ti denních cyklech, a tím budou nastaveny optimální podmínky pro dosažení plánovaného objemu realizace podzemních stěn nad 3500 m<sup>2</sup> za měsíc. Takový postup bude korespondovat s plánovanou následnou realizací stropních desek, ražbou tunelů (od listopadu 2009) a finální úpravou přes 20 000 m<sup>2</sup> podzemních stěn po ražbě (od ledna 2010).

Důležitou událostí v postupu prací bude propojení dilatace G stavby č. 0080 na západě

se stavbou č. 9515 Myslbekova–Prašný Most a na východě s hloubenou částí stavby č. 0079 Špejchar–Pelc Tyrolka. Vzhledem k plánovanému zprovoznění tramvajové trati na stavbě č. 0079 v listopadu 2009 je o dokončení dílů 1 a 2 ze stavby č. 0079 a dílů E2 až E6 ze stavby č. 0080 nutno uvažovat jako o jednom celku.

V závěru bych rád ocenil spolupráci s partnery výstavby – investorem, správcem stavby, smluvními projektovými a realizačními partnery a orgány státní správy. Zvláštní poděkování patří archeologům, kteří profesionálně

spolupracují a nehledají záminky k blokování výstavby. Spolupráci potvrdili při nálezů ostatků koně v dilataci C z pol. 18. století se sřatou hlavou. Vyhradili si potřebnou plochu a v dohodnuté vzdálenosti ponechali pracovat těžkou mechanizaci.

Obyvatelům dotčené oblasti se omlouváme za dočasnou sníženou kvalitu bydlení, domníváme se však, že je již vidět světlo na konci „tunelu“ – po zprovoznění stavby dojde k výraznému zlepšení místních životních podmínek.

**Ing. Dušan Voleský, Zakládání staveb, a. s.**  
Foto: Libor Štěrba, Ing. Jan Šperger



Nález ostatků koně v dilataci C z pol. 18. století se sřatou hlavou byl pečlivě zdokumentován archeology

### **City Ring – construction no. 0080 – Prašný most – Špejchar: parallel realisation of important traffic constructions**

*The City Ring construction part no.0080 is rather complicated both from the point of view of its design and realisation. It is mainly due to fact that it overlaps with several traffic constructions of high importance in Prague: the Czech Railways line, the underground stop Hradčanská on the A line, a tramway track and an important traffic artery – the Milady Horákové Street.*

*With respect to the requirements posed by respective authorities including e.g. shortening the realisation processes (the Czech Railways, tramway lines, relaying of services), the construction has been undergoing constant changes in methods of realisation. This has brought numerous complications for both the contractor and designer as the works do not progress in line, but they require parallel realisation on several construction sites. The same way as the construction no. 0079 described in the last issue, this construction is realised as a cut-and-cover tunnel carried out within diaphragm walls and built in an open foundation pit.*



Budování prefabrikované podzemní stěny v části Zbraslav – jih

## PROTIPOVODŇOVÁ OCHRANA HLAVNÍHO MĚSTA PRAHY, ETAPA 0006 ZBRASLAV – RADOTÍN

*Protipovodňová opatření na ochranu (dále PPO) hl. m. Prahy vstupují v současnosti do závěrečné fáze. Zbývá dokončit poslední dvě etapy, a sice etapu 0007 Troja, o které jsme podrobně informovali v minulém vydání, a etapu 0006 Zbraslav – Radotín. V tomto textu přinášíme podrobný přehled projekčních řešení liniové protipovodňové ochrany, která byla použita v etapě 0006 Zbraslav – Radotín.*

**E**tapa 0006 Zbraslav–Radotín sestává z těchto částí:

- část 12 Zbraslav – odvedení vnitřních vod: je již z velké části provedeno,
- část 13 Zbraslav – sever: stavba byla zahájena,
- část 14 Zbraslav – jih: stavba byla zahájena,
- část 21 Radotín – U školy: stavba byla zahájena,
- část 22 Velká Chuchle: probíhá přípravné řízení,
- část 26 Radotín, ul. Věštínská, U Jankovky: stavba byla zahájena.

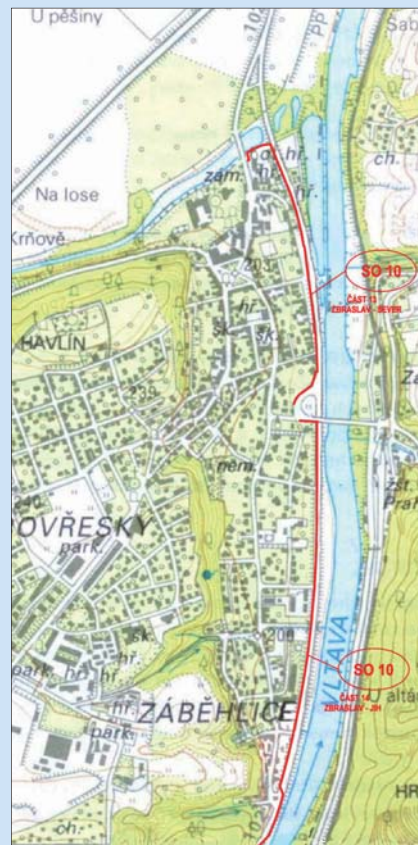
Protipovodňová opatření (dále PPO) byla rozdělena na dvě spolu související protipovodňové ochrany:

- liniová protipovodňová opatření proti povrchovým vodám inundovaným z řeky Vltavy,
- opatření na kanalizační síti, zabraňující zpětnému vzduťí hladiny Vltavy do odlehčovacích stok.

**Část 13 Zbraslav – sever,  
část 14 Zbraslav – jih**

Protipovodňová opatření v této části mají ochránit městskou část Zbraslav v úseku od skalního výchozu nad firmou Kámen Zbraslav, s. r. o., až k mostu Závodu míru (část 14) a od rampy mostu Závodu míru až po Zbraslavský zámek (část 13), a sice na úrovni hladiny  $Q_{100} = 2870 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$  s rezervou + 0,30 m. Průtok stanovil ČHMÚ v říjnu 2005 na základě zpracování vlivu povodně ze srpna 2002, přičemž tato hodnota průtoku je bez vlivu Vltavské kaskády. Trasa PPO je v převážné části těchto dvou úseků vedena na vnitřní straně chodníku (v linii stávajícího oplocení rodinných domů) podél silnice K Přehradám v těsné blízkosti řeky Vltavy. Zde dosahuje tato návrhová hladina výšky cca 3,0 m nad terénem. Celková délka PPO u obou částí je cca 2,5 km.

Oproti celkové koncepci návrhu PPO Prahy je v těchto částech etapy 0006



Situace PPO na Zbraslavi, část 13 Zbraslav – sever a část 14 Zbraslav – jih



Hloubení rýhy pro osazení panelu prefabrikované stěny, Zbraslav – jih

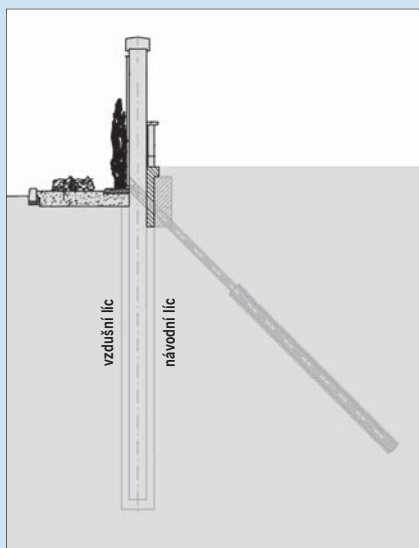


Přesné osazování panelu podzemní stěny do předtěžené rýhy

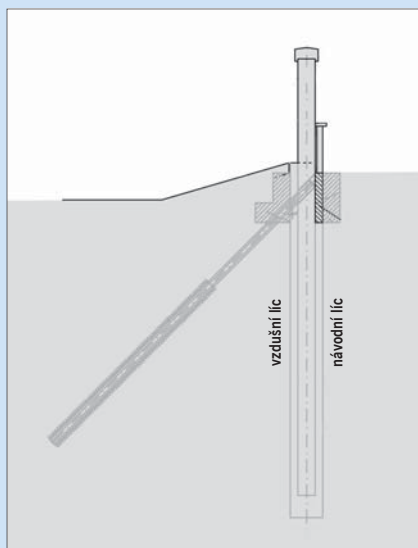
učiněna výjimka a jako návrhový povodňový průtok je zde odsouhlasena výše uvedená hladina průtoků  $Q_{100} +0,30$  m, přičemž v ostatních částech se počítá s hladinou  $Q_{2002} +0,30$  m. Důvodem bylo komplikované technické řešení pro takto vysokou hladinu povodňového průtoků nad terénem a současně i snížení investičních nákladů. V obou částech 13 a 14 se jedná

o soubor stavebních objektů SO 10 a jednotlivá opatření, označená čísly 101 (na začátku části 14 Zbraslav – jih) až 149b (na konci části 13 Zbraslav – sever). Vlastní technické řešení spočívá v návrhu převážně pevné protipovodňové zdi, tvořené většinou **prefabrikovanou podzemní stěnou** (dále PS) tloušťky 0,35 nebo 0,40 m, která je vytažena nad terén až na požadovanou

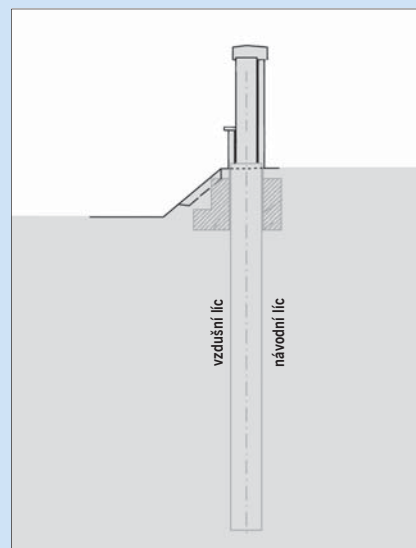
úroveň ochrany. Panely jsou šířky 1,98 m a jejich délka je proměnná. Jednotlivé spáry mezi panely jsou těsněné gumovou hadicí, zainjektovanou cementovou injekční směsí. Na koruně zdi jsou monolitické římsy. Pata podzemních stěn je z důvodů geologické stavby v místě PPO založena v hloubce cca 6,5–11,0 m pod úrovní terénu. Důvodem je jednak nutnost vetknutí ze statických důvodů



Žb. prefabrikovaná PS kotvená tahovými MP, na návodní straně s kamennou parapetní zídkou a na vzdušné straně osazená popínavými rostlinami



Žb. prefabrikovaná protipovodňová PS kotvená tlakovými MP, na návodní straně s kamennou parapetní zídkou



Žb. monolitická PS, v nadzemní části žb. monolitická protipovodňová zeď s kamenným obkladem na návodní straně na celou výšku a na vzdušné straně s kamennou parapetní zídkou



Prefabrikovaná podzemní stěna během osazování tahových mikropilot





a současně i prodloužení průsakové dráhy a zamezení filtračních deformací pod protipovodňovou stěnou. Geologickou stavbu podloží v místě PPO tvoří převážně štěrkopískové náplavy řeky Vltavy a navážky komunikace ul. K Přehradám, tvořené násypy z lomového kamene a štěrkopísků velké propustnosti ( $k_f = 2,8 \cdot 10^{-4} - 1,4 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}^{-1}$ ). Hydraulicky nutná hloubka podzemní stěny byla navržena na základě matematického modelového řešení – Studie průsakových poměrů v prostoru protipovodňových prvků, prof. Ing. Jaromír Říha, CSc., 07/2005.

V úsecích, kde je terén na vzdušné straně za protipovodňovou zdi snížen, je prefabrikovaná PS doplněna ze statických důvodů **tahovými, případně tlakovými mikropilotami (dále MP)**. Toto řešení umožňuje zkrátit hloubku založení paty PS a zachovat ji v optimální úrovni z hlediska proudění podzemní vody v době mimo povodeň. Pro zachování filtrační stability podloží a zabránění vnitřní sufozi jsou v některých úsecích na vzdušné straně PPO doplněny sběrné drény. Prosáká voda z drénu je odváděna do čerpacích šachet, ze kterých bude v době povodně přečerpávána přes protipovodňovou zeď do řečiště.

Tam, kde nemůže být kvůli majetkoprávním vztahům využito přikotvení pomocí MP, jsou navrženy **železobetonové monolitické PS tl. 0,60 nebo 0,80 m**, které díky své větší tloušťce snesou potřebné zatížení od povodňové hladiny. V nadzemní části přecházejí podzemní stěny do žb. monolitické zdi, vytažené na potřebnou výšku ochrany. V místech vchodů, průchodů a vjezdů do zahrad je PPO tvořena mobilním hrazením, které se osazuje do bočních ocelových kotevnických profilů, zasazených do monolitických stěn.

V obou částech Zbraslavi je navíc využit další typ PPO – **železobetonová monolitická PS tl. 0,80 m a nadzemní konstrukce, tvořená žlb. parapetní zídkou o výšce 1,20 m a tl. 0,60 m**. Zbývající část potřebné hradičí výšky tvoří mobilní hrazení. Jedná se o úseky, kde by pevná protipovodňová zeď svoji výškou bránila např. ve výhledu z oken domů.

Navržené betony prefabrikovaných i monolitických částí jsou navrženy z kvalitních směsí jako pohledové a v nadzemní části budou opatřeny antigrafitovým nátěrem. V případě monolitických konstrukcí se betony určené pro stavbu PPO dělí podle toho, zda jsou použity pro podzemní nebo nadzemní část. Jde o betony C 30/37 XC4 XD3 XA2 pro podzemní konstrukce, pro nadzemní konstrukci je změna jen v posledním označení, kdy je místo betonu XA2 použit beton XF4. Součástí návrhu PPO na Zbraslavi je v exponovaných pohledových úsecích architektonické ztvárnění protipovodňové zdi, které



Dokončená monolitická podzemní stěna před napojením nadzemní části z žb. stěny, ulice U Jankovky v Radotíně

zmírňuje jejich nepříznivý estetický dopad na okolní zástavbu. Jedná se např. o kamenné obklady z přírodního kamene, dřevěné obložení nebo v některých úsecích osazení popínávacími rostlinami na vzdušné straně protipovodňové zdi.

**Část 21 Radotín – ul. Výpadová, U Školy**  
**Část 26 Radotín – ul. Vrážská, U Jankovky**  
 Území chráněné před povodní je rozděleno na tyto části:

- 1) PPO úsek „U Školy“ – území kolem areálu škol (základní škola, gymnázium) a hřbitova,
- 2) PPO úsek „Výpadová ulice“ – území občanské zástavby,
- 3) PPO úsek „ul. Vrážská, U Jankovky“ – území občanské zástavby.

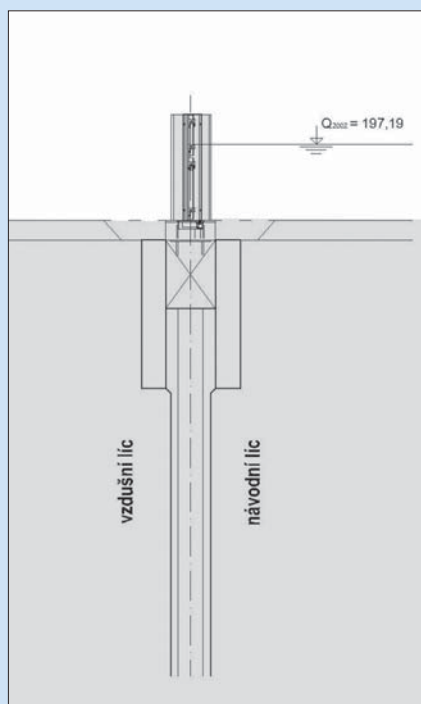
Chráněným územím je inundace levého břehu Berounky v úseku před zaústěním do Vltavy v katastrálním území Radotín. Záplavové území zde zabírá městskou zástavbu občanského charakteru, nacházející se mezi řekou a tělesem železnice ČD. Jedná se o území zhruba vymezené ulicemi Vrážská a Výpadová (bez ochrany průmyslové zóny navazující na občanskou zástavbu). Celým územím příčně protéká Radotínský potok,

který ústí do levého břehu Berounky. Horní hrana protipovodňových opatření je zde navržena na kótě  $Q_{2002} + 30 \text{ cm}$ . Linie PPO je vedena převážně hranicemi pozemků v místě stávajícího oplocení nebo podél komunikací a tak, aby v maximální míře ochránila osídlené území Radotína. Výjimečně tyto komunikace křížuje, a to zejména ul. Výpadovou a ul. Vrážskou. Základem PPO pro mobilní hrazení i pevné ochranné zdi je zde **monolitická podzemní stěna tl. 400 mm**, která současně slouží jako bariéra proti průniku vody štěrkopískovými terasami propustného podloží a jako statický prvek. Pata podzemních stěn je z důvodů geologické stavby v místě PPO založena v hloubce cca 1,5–8,5 m pod úroveň terénu. V některých částech, v místech prostupu inženýrských sítí není možné použít technologii podzemních monolitických stěn; je zde proto zhotoven žb. trám, kterým sítě procházejí přes těsněnou chráničku. Trám je následně podchycen **tryskovou injektáží**.

Hydraulicky nutná hloubka podzemní stěny byla navržena na základě matematického



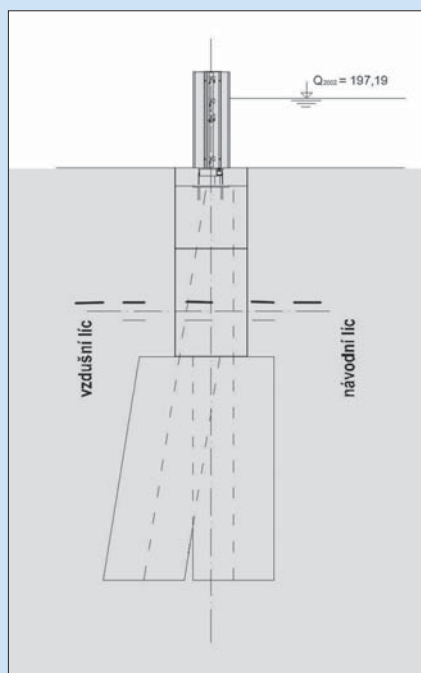
Situace protipovodňových opatření v Radotíně



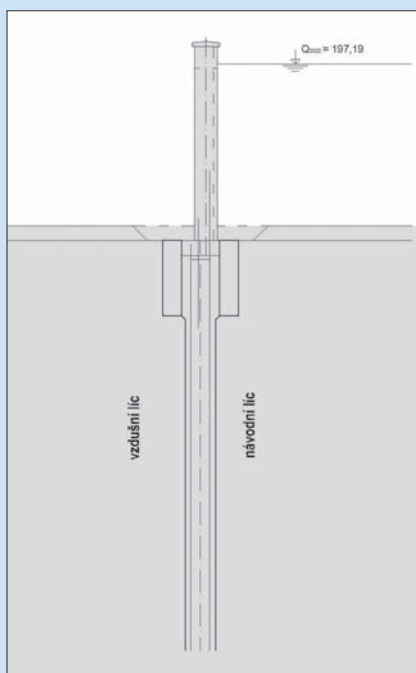
Podzemní stěna s mobilním hrazením



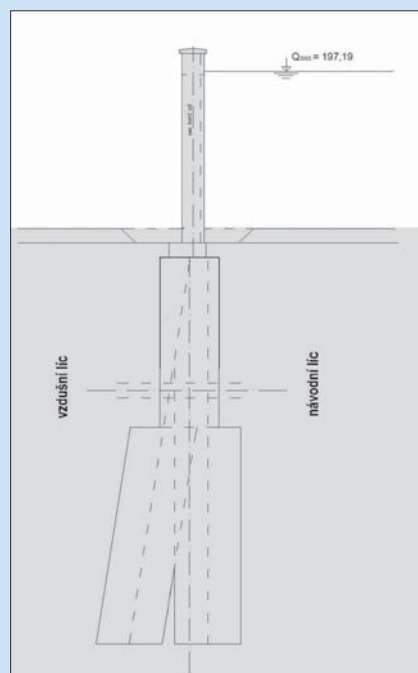
Protipodvodňová stěna před dokončením, ulice U Jankovky, Radotín



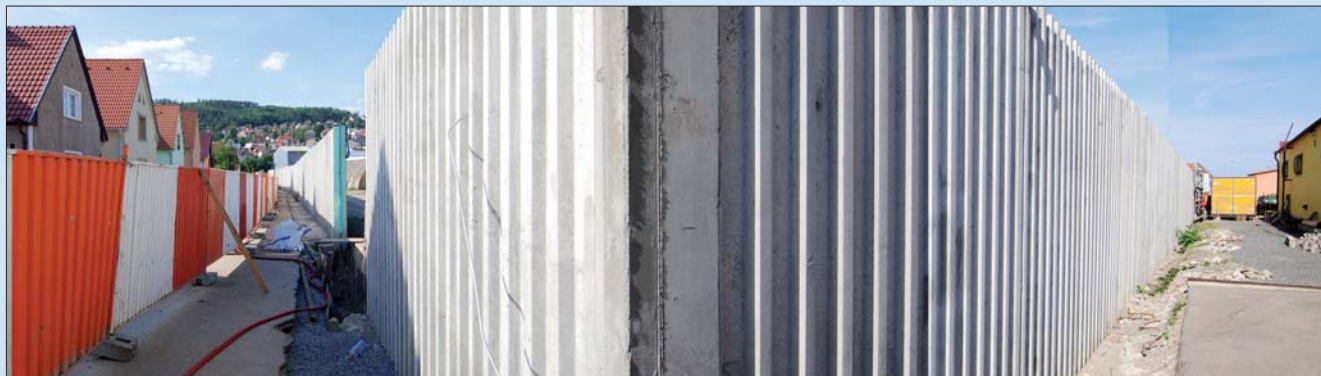
V místě prostupů inženýrských sítí je do žb. trámu osazena chránička, trám je podchyten sloupy TI, v nadzemní části je mobilní hrazení.



Podzemní monolitická stěna s nadzemní bet. ochrannou zdí



V místě prostupů inženýrských sítí je do žb. trámu osazena chránička, trám je podchyten sloupy TI, v nadzemní části je bet. ochranná zeď.



Monolitická protipodvodňová zeď, ulice U Jankovky (vlevo) a Věštínská (vpravo), Radotín

modelového řešení. (Studie průsakových poměrů v prostoru protipovodňových prvků, prof. Ing. Jaromír Říha, CSc. 05/2006.) Pata podzemní stěny je cca 3,5–6,0 m pod úrovní stávajícího terénu.

Nadzemní část PPO je řešena železobetonovou stěnou tl. 300 mm, která je přímo zhotovena na koruně podzemní stěny bez roznášecího prahu a je z pohledového betonu, který bude opatřen antigrafitovým nátěrem. Výška nadzemní části je navrhována v rozmezí výšky 0,5–3,9 m. Zeď je ukončena prefabrikovanou železobetonovou římsou, jež je součástí hrazení výšky. V místě křížení komunikací či před vjezdy na přilehlé pozemky je nadzemní část ochrany alternativně řešena pomocí nosných slupic mobilního hrazení, kotvených do železobetonového roznášecího prahu, vybetonovaného na koruně podzemní stěny nebo na sloupech tryskové injektáže.

### Část 22 Velká Chuchle

PPO ve Velké Chuchli jsou rozděleny na dvě oblasti.

#### První oblast

Území první oblasti je ohraničeno linií, která začíná u oválu dostihového závodistiště Velká Chuchle (které je chráněno proti rozlivům Berounky do průtoku  $Q_{20}$ ), dále pokračuje jako ochrana na  $Q_{2002} +0,30$  m po ulici Dostihové, ze které v pravém úhlu přechází do středového pruhu ulice Strakonické (situován mezi svodidly) a na konci zástavby Velká Chuchle opět v pravém úhlu odbočuje přes pravý dvojitý pruh této komunikace, jde podél konce zástavby a je v ukončena zavázáním do železničního tělesa dráhy Praha–Beroun.



PPO ve Velké a Malé Chuchli jsou rozdělena do dvou oblastí.

#### SO 10

Povodňová opatření podél dostihového oválu se skládají z hlediska zakládání staveb z nezajímavých konstrukcí. Jde o zemní homogenní hráze, případně navýšení stávající komunikace nebo žb. monolitickou zídou výšky 0,30–0,60 m nad terénem.

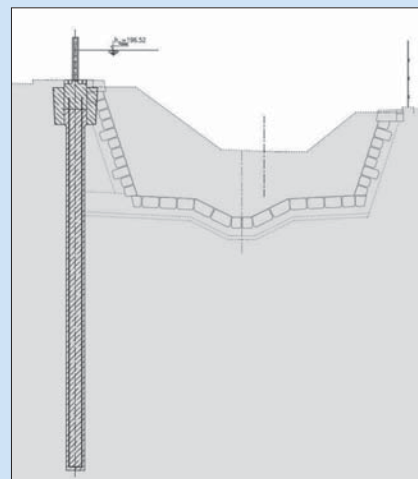
#### SO 20

Komunikace v ul. Dostihové i násyp tělesa čtyřpruhové ul. Strakonické jsou podle hydrogeologického průzkumu nasypány z propustných násypů s proměnnou hydraulickou vodivostí  $1,4 \cdot 10^{-6} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  u hlinitých navážek s kameny a častěji  $9,8 \cdot 10^{-4}$  až  $5 \cdot 10^{-3} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$  v případě kamenitých navážek. Z těchto důvodů je nutné provést zatěsnění těchto propustných násypů obou komunikací a prodloužení průsakových drah, aby byla zajištěna filtrační stabilita podloží protipovodňových zdí.

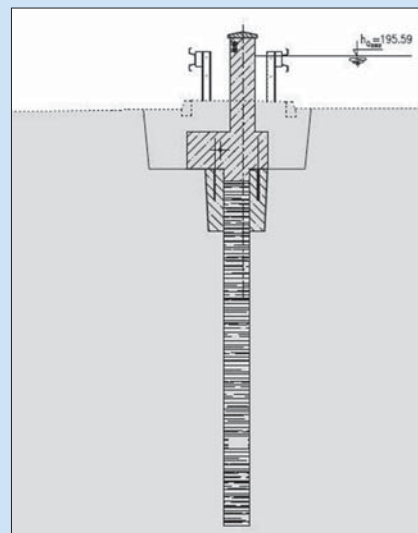
Podzemní část PPO v ul. Dostihové je navržena jako žb. monolitická PS tl. 0,50 m, hloubky 8–10 m v závislosti na výšce povodňové hladiny nad terénem. V nadzemní části je zde navrženo mobilní hrazení. Kotevní desky pro osazení mobilních slupic jsou vetknuté do žb. věnce, který je zhotoven na koruně PS. Podzemní stěny kromě funkce spodní stavby PPO současně umožňují protipovodňovou úpravu potoka Vrutice. Ta spočívá v jeho zahloubení cca o 2,0 m a bude prováděna po výstavbě PS pod jejich ochranou.

Ve středním dělicím pruhu silnice Strakonické pokračuje stopa PPO směrem na konec zástavby V. Chuchle jako kombinovaná konstrukce. V nadzemní části se skládá z žb. monolitické úhlové zídky výšky 0,65–1,32 m (což je potřebná kóta navýšení komunikace na úroveň požadované ochrany), navržené z kvalitního pohledového betonu, rovněž natřeného antigrafitovými nátěry. Zeď je dilatována po 12 m a na koruně je osazena prefabrikovaná římsa. Pro prodloužení průsakové dráhy v podzemí násypu Strakonické ul. je navržena jílocementová PS tl. 0,40 m, hloubky cca 5,0 m. Tento typ konstrukce pokračuje až na konec zástavby V. Chuchle. Součástí stavby PPO je i demontáž stávajících lanových svodidel, která budou později nahrazena typovými ocelovými svodidly. Ve třetí části prvního úseku SO 20 stopa PPO přechází pravý jízdní dvojitý pruh ul. Strakonické. V podzemní části je zde PPO řešena jako žb. podzemní stěna tl. 0,40 m, hloubky cca 5,70 m. V nadzemní části na ni navazuje žb. dosedací práh s kotevními deskami pro osazení mobilních slupic a hradidel.

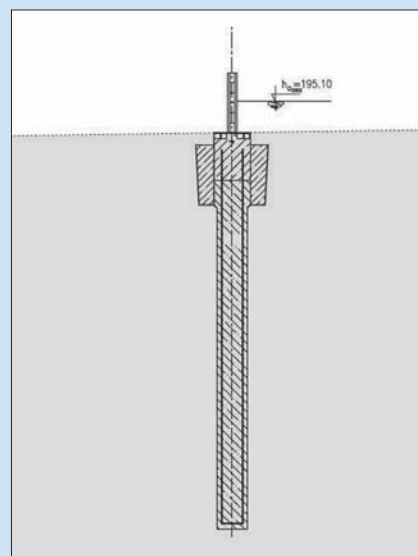
Dále linie PPO odbočuje z násypu komunikace Strakonické a pokračuje jako žb. monolitická PS hloubky 8,0 m. V nadzemní části ji tvoří pevná protipovodňová zeď, provedená



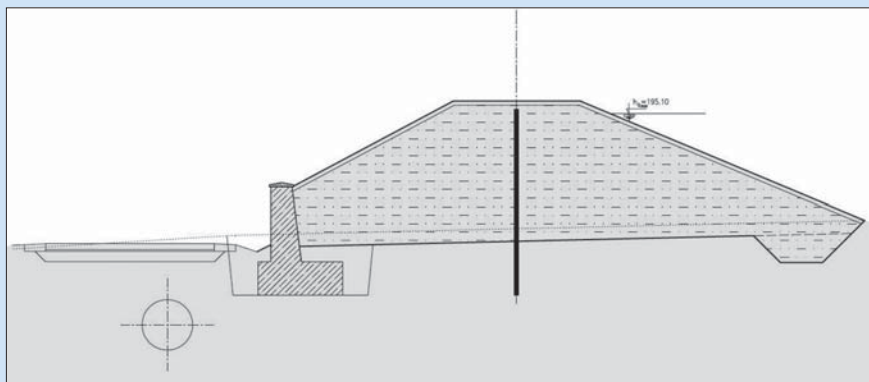
Žb. monolitická podzemní stěna na levém břehu potoka Vrutice, v nadzemní části s mobilním hrazením; pod ochranou této PS budou provedeny úpravy potoka Vrutice



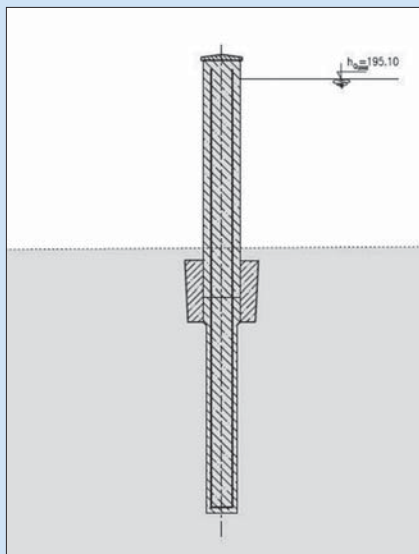
Řešení PPO na ul. Strakonické ve středním dělicím pruhu: nadzemní část tvoří žb. monolitická úhlová zeď a podzemní část jílocementová PS, která utěsňuje propustné násypy ul. Strakonické



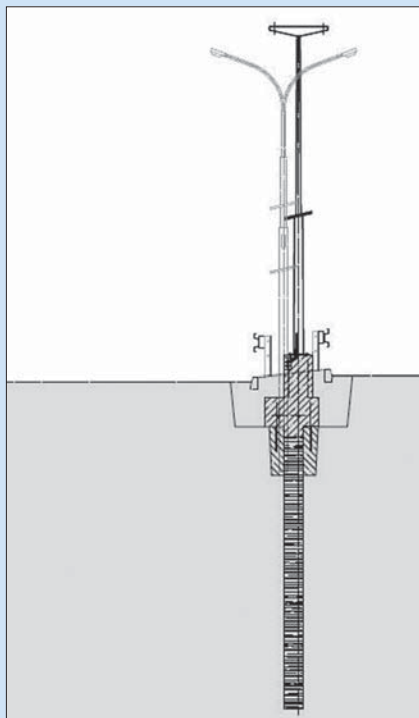
Mobilní hrazení přes pravý jízdní pruh ul. Strakonické (ve směru od Prahy), v podzemní části je žb. monolitická PS, která zatěsňuje násyp tělesa ul. Strakonické.



Zemní hráz zatěsněná tenkostěnnou vibrovanou stěnou, Velká Chuchle, první oblast



Mimo ul. Strakonickou tvoří PPO žb. PS, řešená v nadzemní části jako žb. monolitická protipovodňová zeď, Velká Chuchle, první oblast



V místech druhého úseku PPO v prostoru Malé Chuchle přechází PPO opět do středního dělicího pruhu ul. Strakonické a v nadzemní části je tvoří žb. úhlová zeď, v podzemní části je násyp ul. Strakonické utěsněn jílocementovou PS

podle stejných zásad jako v předchozích úsecích. Její délka je cca 48,0 m. Dále PPO pokračuje jako homogenní zemní hráz s dotěsněním násypu i podloží tenkostěnnou vibrovanou stěnou. Hráz je v koruně široká 3,0 m se sklonem návodního svahu 1 : 2,5 a vzdušného 1 : 2. Z prostorových důvodů je na části vzdušné strany této hráze žb. opěrná zeď, která umožňuje vést v patě hráze příjezdovou komunikaci.

První úsek SO 20 je ukončen dvěma zavazovacími žb. křídly. První vychází ze zemní hráze a jde po hranu komunikace, která je rovnoběžná s přilehlým násypem ČD. Druhé křídlo je zavázáno do násypu ČD. Prodloužení průsakové dráhy je pod těmito křídly provedeno tryskovou injektáží (TI).

V nadzemní části přechází PPO přes komunikaci jako mobilní hrazení o šesti polích s dosedacím prahem a v podzemí s žb. monolitickou PS, v místech křížení inž. sítí je použita trysková injektáž. V čelních stěnách obou žeber jsou ukotveny boční kotevní profily pro osazení krajních polí mobilních hrazení.

#### Druhá oblast

Druhá oblast začíná až u mimoúrovňového silničního přejezdu u benzínové čerpací stanice ŐMV, dále přechází opět pravý jízdní dvojpruh do středového pruhu, kterým pokračuje až za výjezd z Malé Chuchle, kde je již výška násypu ul. Strakonické vyšší než požadovaná úroveň ochrany, a proto zde PPO končí.

Protipovodňové konstrukce se zde dělí na stavební objekty SO 10, SO 20 a SO 30 a ty dále na jednotlivá opatření, číslovaná vždy stovkovými čísly, např. 101, 201 a 301 podle značení SO.

#### SO 20

SO 20 pokračuje i do druhé oblasti PPO ve Velké Chuchli. Linie tohoto objektu je vedena od západní podpory silničního mimoúrovňového křížení (MUK), které vede nad Strakonickou ulici. Zde je PPO zavázáno do násypu zemního kuželu této podpory a tvoří jej (PPO) homogenní zemní hráz. Hráz

je v koruně široká 2,0 m se sklony svahů 1 : 2,5 a 1 : 2, vertikální těsnicí prvek hráze tvoří tenkostěnná vibrovaná stěna. Hráz je ukončena u výjezdu z ČS ŐMV. Zde povodňová hladina dosahuje malé hrazené výšky, a proto je přes tuto komunikaci navržen žb. monolitický práh a v podzemí TI. V nadzemní části bude v případě povodně vlastní hrazení provedeno jen pytlí s pískem na výšku cca 0,15 m. Takto navržené PPO přechází i přes pravý jízdní pruh Strakonické ulice a končí ve středním dělicím pruhu.

Dále pokračuje linie PPO v tomto středním dělicím pruhu až za výjezd z Malé Chuchle. V podzemní části je násyp Strakonické ulice utěsněn jílocementovou PS hloubky cca 5,60 m, která navazuje na nadzemní část žb. úhlovou zídka v místě její základové spáry v hloubce 1,0 m pod terénem. V nadzemní části je úhlová zídka vytažená na požadovanou výšku ochrany a na koruně ukončena prefabrikovanou římsou. Délka tohoto opatření je cca 300 m.

Součástí liniové PPO je soubor objektů SO 30, které řeší zahrazení otvorů v násypu Strakonické ulice. Jedná se o soubor stavebních opatření, zabezpečujících chráněné území ve Velké a Malé Chuchli před zpětným vzduťím vody z podchodů, průjezdů a propustků. V nadzemní části je zde využito převážně mobilní hrazení s žb. dosedacím prahem a v podzemní části tryskové injektáže pro prodloužení průsakové dráhy.

Projekce uvedených protipovodňových opatření byla zpracována ve firmě PÖYRY Environment, a. s., ve spolupráci se společností FG Consult, s. r. o.

#### Ing. Jiří Štěpánek

s přispěním ing. Kateřiny Bořkové (Radotín), PÖYRY Environment, a. s.,  
Foto: Libor Šterba

### Antiflood measures in the City of Prague – phase 0006 Zbraslav – Radotín

Antiflood measures carried out to protect the capital city of Prague have recently come into the final phase of construction. Two more phases are to be finished – the phase 0007 - Troja that was described in detail in the previous issue and the phase 0006 – Zbraslav – Radotín. This text brings a detailed overview of design solutions of line antiflood measures used in the 0006 phase.